TITLE:

道路行政におけるアセットマネジメント・システム適用の実践的研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

茅野, 牧夫

CITATION:

茅野, 牧夫. 道路行政におけるアセットマネジメント・システム適用の実践的研究. 京都大学, 2015, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2015-01-23

URL:

https://doi.org/10.14989/doctor.r12893

RIGHT:

京都大学学術情報リポジトリ
KURENAI 紅
Kyoto University Research Information Repository

道路行政におけるアセットマネジメント・システム適用の実践的研究

2014

茅野　牧夫

論文要旨

本研究の主たる目的は、以下のとおりである。

１．　厳しい財政状況のもとで、道路資産を適切に管理し、また、大災害等の危機管理時に被害を最小限にとどめるための橋梁等道路構造物の管理を体系的かつ効率的に行うために、アセットマジメントを道路行政の現場で実践的に適用し、その有効性を示すこと。

２．　１の基本となるアセットマネジメントの考え方を、昨今の災害発生状況も踏まえたうえで、道路行政システムに適合しやすいように見直すこと。

全国に多数ある橋梁はその多くが 1970 年代前後の高度成長期に架設され、その老朽化が懸念されている。一方で、財政的な制約の下、効率的かつ適切な道路施設の維持管理が喫緊の課題となっている。アメリカ合衆国では 1930 年代に公共事業を推進した時期に多くの橋梁が架設されたが、これらの橋梁が、1980 年代にそれまでの不十分な管理体制と相まって老朽化し、いわゆる「荒廃するアメリカ（America in Ruins)」という状況に陥った。我が国の橋梁建設は、ちょうどアメリカ合衆国の 30 年後を追いかけているように推移していることから、このままでは、2010 年以降いわゆる「荒廃するアメリカ」が日本において再現する事が強く懸念されてきた。

また、我が国は、近年だけ見ても、2011 年 3 月の東日本大震災、2011 年 9 月の 12 号台風による紀伊半島大水害など未曾有の災害に見舞われる国土にある。従来より、橋梁については、ある想定の下で荷重条件を設定し、設計しているが、上記の災害では、大津波洪水により橋梁が流出するなど、設計時に前提としていない事象が発生した。国民の安全・安心を確保し、一刻も早い復旧・復興を果たすためには、あらゆる被害が発生することを想定した道路管理計画の構築が求められる。

我が国では、2000 年ごろから、道路のアセットマネジメントに関心が持たれ始め、2003 年 4 月に出された「道路構造物の今後の管理・更新等のあり方　提言」において、「道路を資産としてとらえ、道路構造物の状態を客観的に把握・評価し、中長期的な資産の状態を予測するとともに、予算制約の中でいつどのような対策をどこに行うのが最適であるかを考慮して、道路構造物を計画的かつ効率的に管理すること」をアセットマネジメントの考え方とした。しかし、実際の道路行政において、この概念のもとに計画的かつ効率的なマネジメントが行われた事例は少ない。また、「道路構造物の今後の管理・更新等のあり方　提言」におけるアセットマネジメントの定義は、大災害時における道路機能の不全を最小限にとどめるための危機管理についての考え方が明確に含まれているとは言い難い。

このような背景のもと、本論文では、道路のアセットマネジメントとは、「道路を国民から預かっている社会資産としてとらえ、国民に最大の利益をもたらすように、効率的かつ計画的に維持管理すること。併せて、国民の安全・安心を確保するために、強靭性など危機管理上の備えをすること。」と捉え直し、このアセットマネジメントの概念を適用した、

道路管理の現場での実践例について研究したものである。

本論文の構成は以下の通りである。

第 1 章では、我が国における橋梁の老朽化が危機的に進むことの懸念を概説し、また、昨今の災害発生状況を踏まえて、アセットマネジメントの概念と実践における課題を整理し、本論文の目的を示した。

第 2 章では、アセットマネジメントの基礎となる、LCC を考慮した、管理する橋梁全体の補修・更新費の推計手法を提案した。そして、予防保全を導入するなど LCC を最小化するように管理戦略をとることの重要性を定量的に示した。

第 3 章では、平成 16 年の「橋梁定期点検要領（案)」の改訂以来継続的に実施されてきた橋梁点検結果を分析・考察することで、アセットマネジメントの効率化と信頼性向上が可能であることを示した。

第 4 章では、損傷を有した橋の応力状態の変化をモデル化し、現有の数値解析技術を活用して点検の信頼性を向上させることが実践的となり得る可能性を示した。

第 5 章では、危機管理におけるマネジメントの事例として、橋梁が流出・落橋した場合に備えた資材備蓄、緊急仮設橋の開発についてとりまとめ、アセットマネジメントの概念を用いることで、平時と災害時問わず、体系的に管理戦略が構築できることを示した。

第 6 章では、本研究の結論と今後の道路のアセットマネジメントの展望について整理した。

図一覧

第 4 章

表一覧

第 4 章

第 5 章

目次

第１章　研究の目的・背景

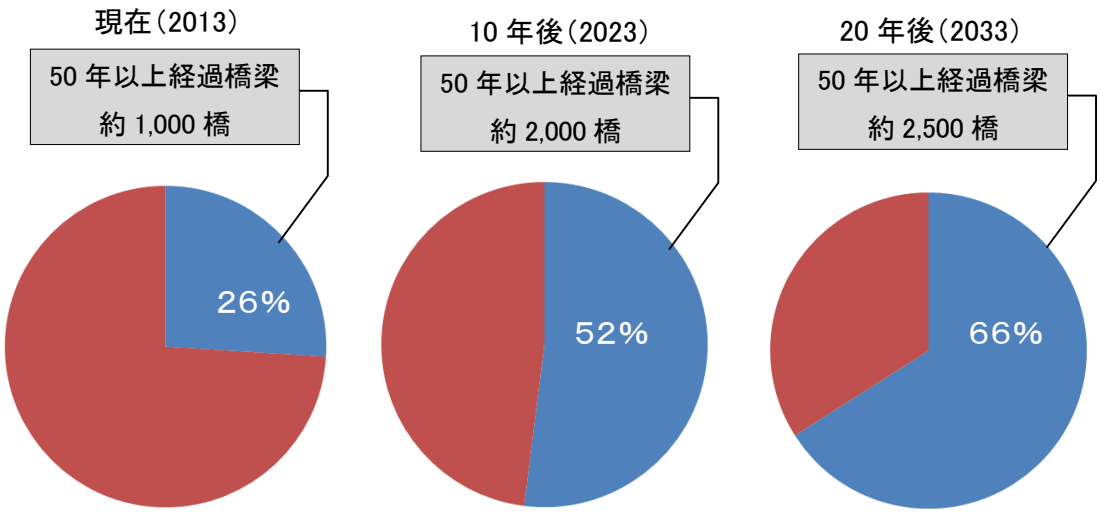
１－１　はじめに

全国に多数ある橋梁はその多くが 1960 年代前後の高度成長期に架設され、その老朽化が懸念されている。一方で、財政的な制約の下、効率的かつ適切な道路施設の維持管理が喫緊の課題となっている。本研究は、道路橋梁を例にとり、まず、道路資産について LCC 最小化を基本として適切に管理する「アセットマネジメント」の考え方を整理し、将来推計方法を提案する。次に、システムの基本となる点検結果を分析する。あわせて、点検の信頼性向上のための数値解析技術の活用可能性について、考察を加える。最後に、大規模災害等の昨今の情勢を踏まえて個々の構造物が使用不能になり得るリスクに対して計画的かつ効率的な管理を試みた事例を示す。以上により、道路行政の現場で、アセットマネジメントという概念が実践的に適用され、平時・災害時を問わず体系的かつ効率的な道路施設の維持管理が実現することを目的とする。

１－２　急ピッチで進む橋梁の老朽化

全国に橋梁（２m以上）は約７０万橋ある。これらの橋梁の架設が本格的に始まったのは、1954 年度を初年度とする第１次道路整備五箇年計画が策定されて以降であり、1970 年代の高度成長期に建設のピークを迎えた。その後も継続して橋梁は架設され、現時点で、建設後 50 年を超えた橋梁の割合は、全体の約 3 割（近畿地方整備局管内の直轄橋梁）。20 年後には約 7 割まで急激に増加すると考えられている（図 1-1）。

この傾向は、全国でも同じで急ピッチで進む橋梁の老朽化が喫緊の課題となっている。



出典：近畿地方整備局資料より

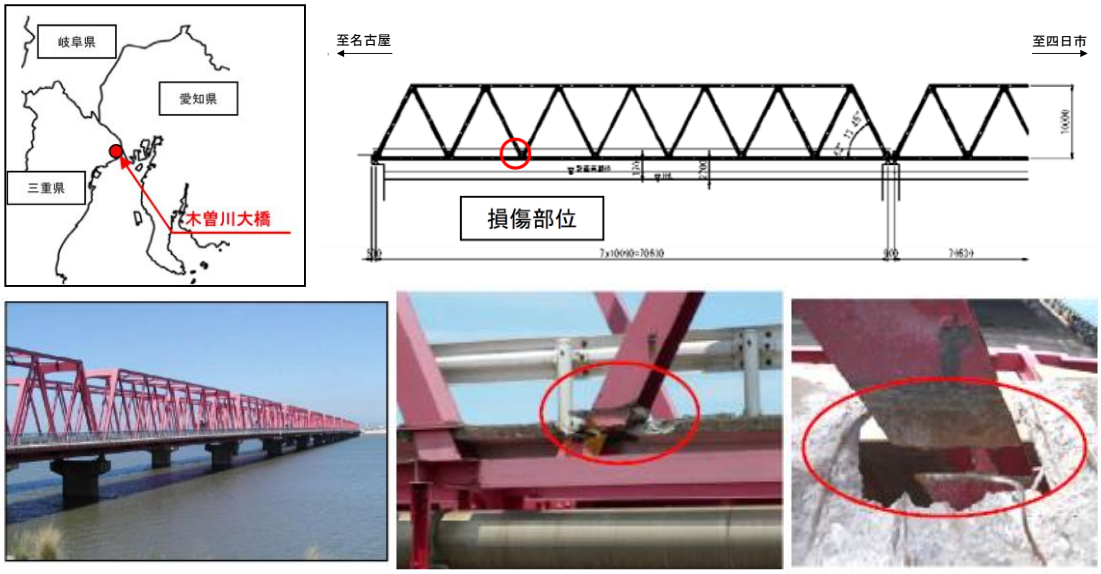
図 1-1　道路橋梁の高齢化の現状（近畿管内の直轄国道）

近年、老朽化に伴い直轄橋梁においても、重大損傷が少しずつ顕在化してきている。たとえば、2007 年 6 月には、国道 23 号木曽川大橋（三重県）のトラス斜材の破断が確認され、4 ヶ月にわたって片側通行規制されるなど補修工事のために長期間交通規制が行われ、大きな社会的影響があった（図 1-2）。

また、2009 年 12 月には、国道 18 号妙高大橋（新潟県）の PC ケーブルの破断が確認され、約半月ほど片側通行規制を実施して外ケーブルによる補強など補修工事が行われた（図 1-3）。

木曽川大橋は 1963 年架設、妙高大橋は 1972 年架設でいずれも架設後 40 から 50 年が経過している。

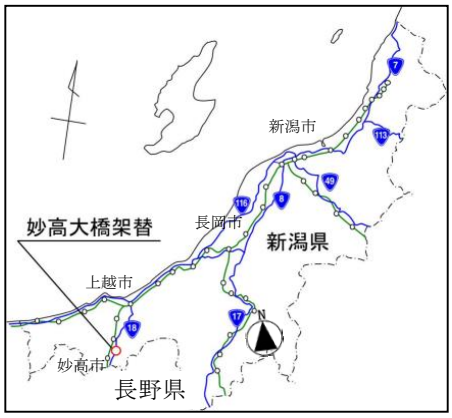
一般に橋梁の寿命は 5、60 年程度といわれており、高度成長期に架設された多くの橋梁が架設後 50 年を超えるに従い、このような損傷事例はますます深刻かつ多数発生する事が懸念される。



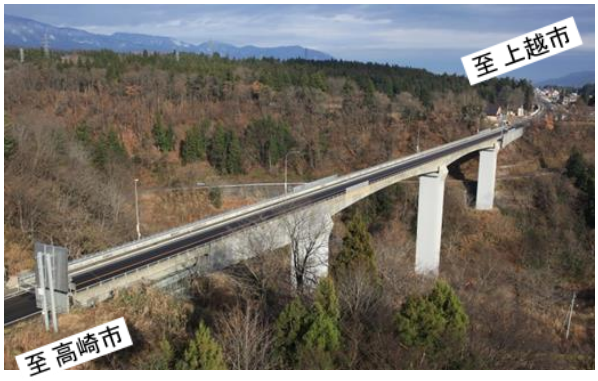
木曽川大橋全景　　斜材の破断

※出典：国土交通省道路局ホームページ　道路の予防保全の推進

図 1-2　損傷事例　（一般国道 23 号　木曽川大橋（三重県））[1)]

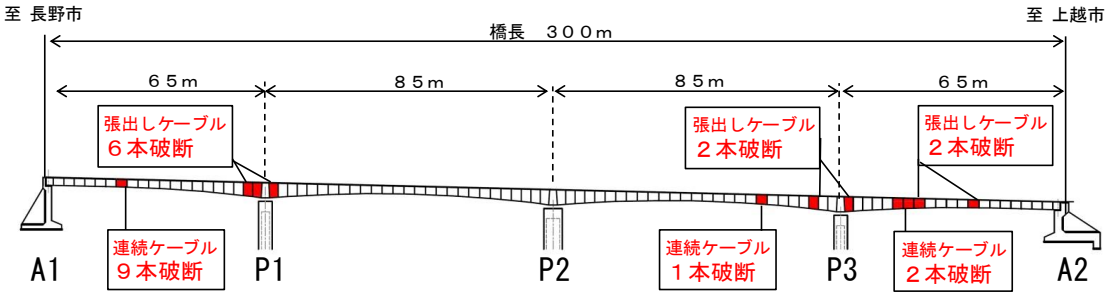


位置図



妙高大橋全景

PC ケーブルの破断



※出典：妙高大橋保全検討委員会資料

図 1-3 損傷状況事例 （一般国道 18 号 妙高大橋（新潟県））[2)]

１－３　適切な維持管理の重要性

１－３－１　荒廃するアメリカの教訓

アメリカ合衆国ではフランクリン・ルーズベルトが 1933 年に大統領に就任以来、TVA など公共事業を推進し、多くの橋梁が架設された。これらの橋梁が、1980 年代にそれまでの不十分な管理体制と相まって老朽化し、いわゆる「荒廃するアメリカ（**America in Ruins**）」[3] という状況に陥った。一方、日本は、1960 年代前後に高度成長期を迎え、アメリカ合衆国ほどではないにしても、1970 年代をピークに大量の橋梁が架設された。図 1-4 を見ると明らかなように、我が国の橋梁建設は、ちょうどアメリカ合衆国の 30 年後を追いかけているように推移し、このままでは、2010 年以降いわゆる「荒廃するアメリカ」が日本において再現する事が強く懸念される。

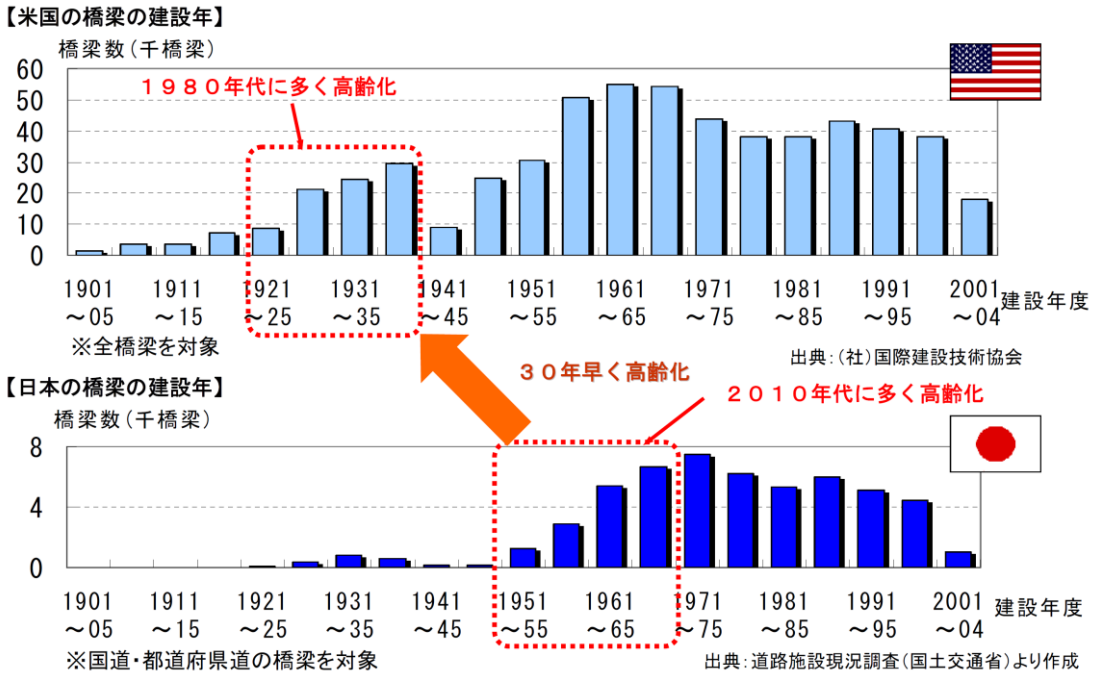
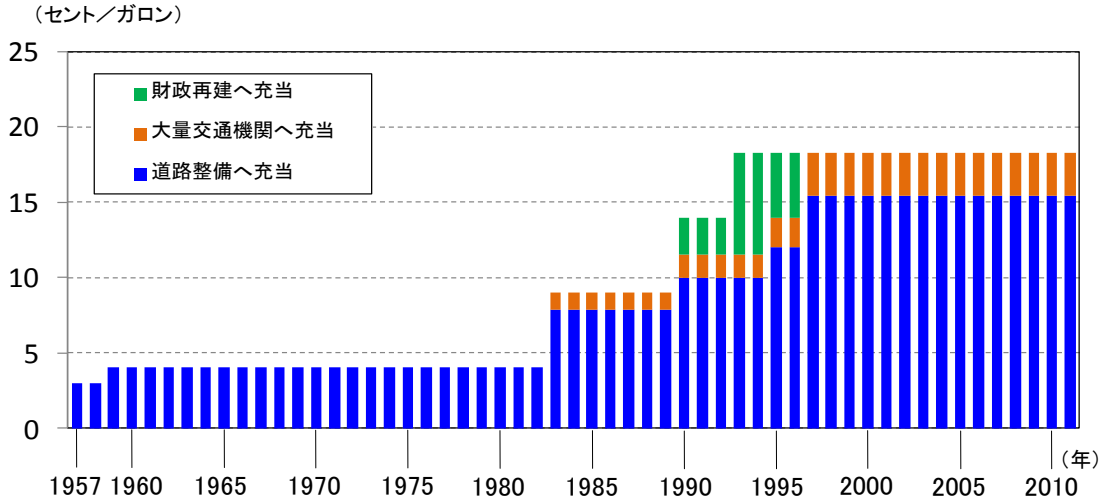


図 1-4　米国と日本の橋梁建設年の比較

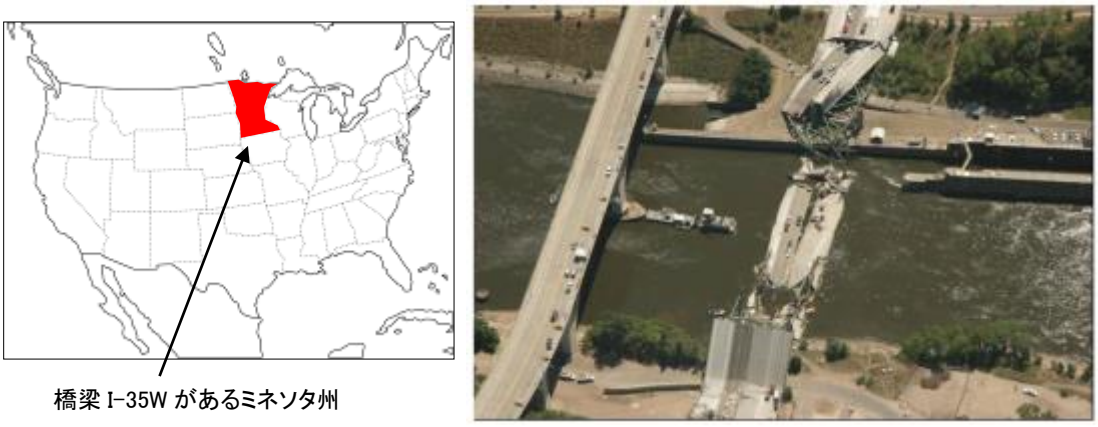


出典：Highway Statistics（1995-2011）、Highway Statistics Summary 1995 より作成

図 1-5　米国のガソリン税と内訳の推移 [4)]

アメリカ合衆国はその後、橋梁点検を制度化するとともに、1980 年代以降、ガソリン税を段階的に引き上げて道路財源を拡充し、道路の維持管理予算を段階的に増やすなど、劣化した道路施設の再生が進められた（図 1-5）。しかしながら、「荒廃するアメリカ」の傷跡は深く、いまだ、多くの欠陥橋梁が存在していると考えられ、2007 年にミネアポリスのI－３５W 橋の崩壊事故は記憶に新しい(図 1-6)。また、2013 年 5 月にもアメリカ合衆国ワシントン州スカジット川に架かる高速道路のトラス橋（1955 年架設）の一部が崩落するという事故が報道されている。この事実は、いったん道路が劣悪な状態になると元に戻ることが容易ではないことを示唆している。

我が国も、このアメリカ合衆国の経験を踏まえ、多くの橋梁の老朽化が進行する前に、効率的なマネジメントの導入に取り組むことが急務である。



※出典：平成 19 年 10 月　米国ミネアポリス橋梁崩落事故に関する技術調査報告

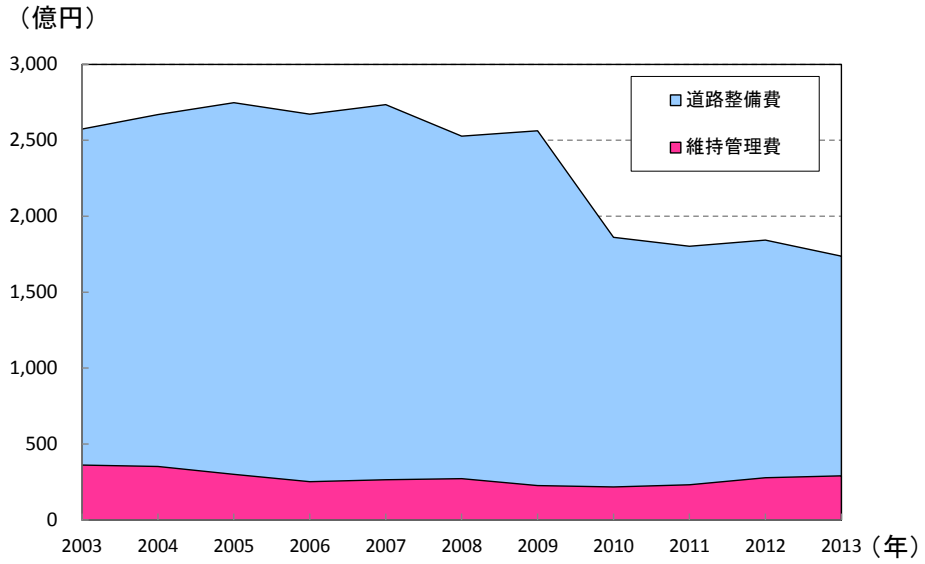
図 1-6　橋梁 I-35W の崩壊の状況（ミネソタ州ミネアポリス）[5)]

１－３－２　厳しい公共事業予算

公共事業費の重点化・効率化が求められる中、2000 年前後をピークに公共事業費は減少し続け、現在は、ピーク時の１／３～１／２になっている。

道路の維持管理費は、道路施設のストック量に応じて、必要量を確保する必要があるが、実際には、道路事業費に占める維持管理費の割合は、１～２割程度で推移し、橋梁等の道路施設ストック量の増大に比べ、相対的に減少している（図 1-7)。

今後は、少子高齢化の影響が顕著になり、公共事業への投資余力がなくなることは自明で有り、厳しい予算制約の下で効率的な維持管理が求められる。

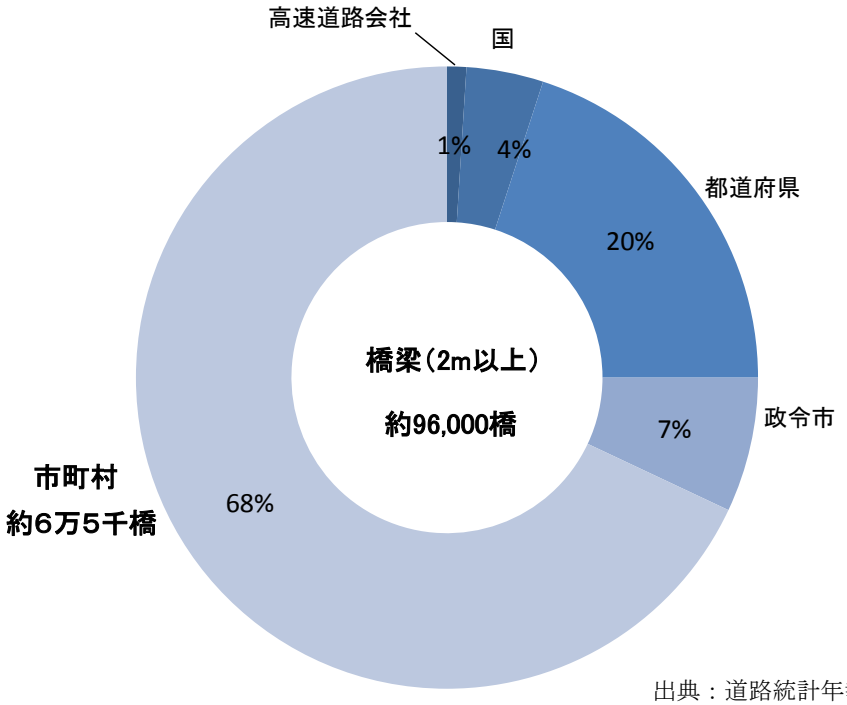


※当初予算（直轄のみ・ゼロ国債除く）のみを対象とし、補正予算は除く。
※2010 年度より、業務取扱費を除いている。

図 1-7　近畿地方整備局の道路整備費及び維持管理費の推移

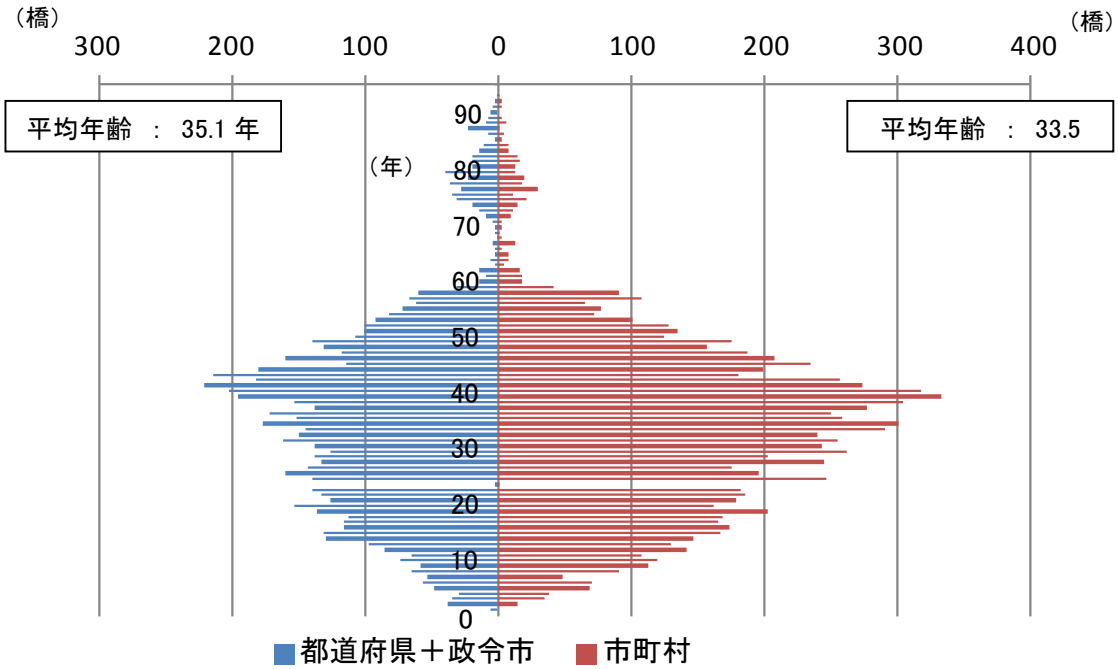
１－３－３　自治体が管理する橋梁の現状

近畿地方整備局管内にある全道路橋は約９万６千橋であり、そのうち市区町村が管理するものが約７割を占めている（図 1-8)。この市区町村が管理する橋梁も直轄と同様に、高度成長期にその多くが架設されており、架設からの平均的な経過年数は３３．５年となっている（図 1-9)。　ここ数年来橋梁点検に対する予算補助制度などにより、点検を始める市区町村も増えてきているが、財政上の制約や専門技術者の不足などから十分な管理状態とはいえない。たとえば、市町村の管理する２m以上の橋梁の通行規制状況は増加傾向にある（図 1-10)。



出典：道路統計年報 2013 等より [6)]

図 1-8　道路管理者ごとの施設数（近畿管内）

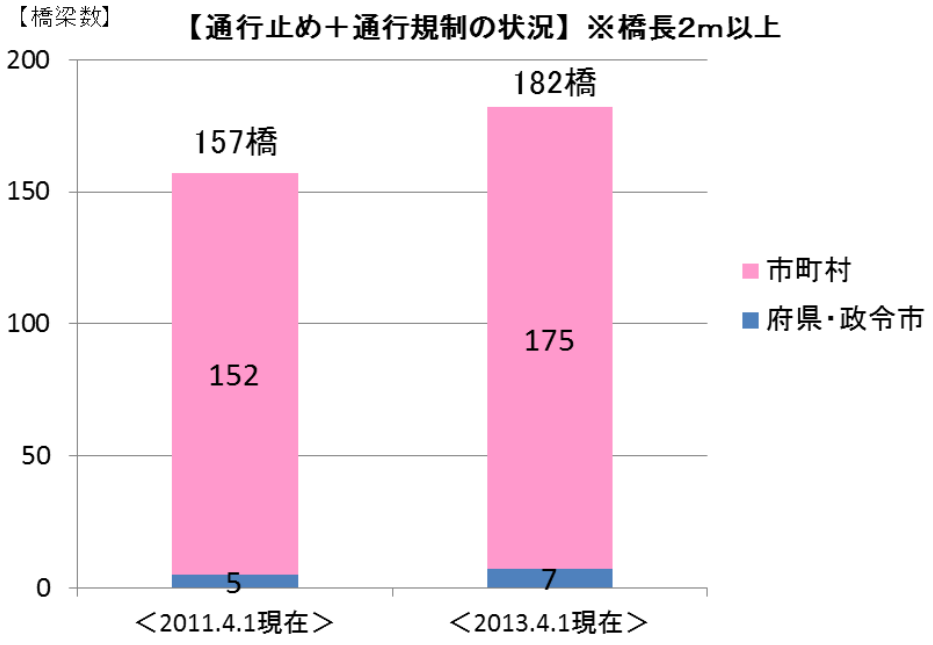


※橋長 15m 以上で、経過年数 1 年～95 年の橋梁を対象　。

※平均年齢は、2012 年を基準年とした施設の平均。

出典：近畿地方整備局資料より

図 1-9　ストックピラミッド（近畿管内）



出典：近畿地方整備局資料より

図 1-10　地方公共団体が管理する橋梁の通行止め及び通行規制箇所数

１－３－４　橋梁の効率的な維持管理

厳しい予算制約の下で、効率的な道路管理を行うためには、（建設、維持・管理、更新を含む）ライフ・サイクル・コスト（以下「LCC」という）のトータルが最小になるようマネジメントすることが重要である。

そのためには、損傷が発見され対処療法的に対応する「事後保全」から、あらかじめ最適な時期に必要な措置をとる「予防保全」への移行することが LCC を最小化することにつながる。

予防保全を行うためには、橋梁の損傷具合や健全度を詳細に点検し、どういう修繕をどの時期に行うのが最適かを適切に診断し、管理計画を策定し、それに基づき、適切に管理していくことが必要である。

１－４　頻発する大規模自然災害

近年、我が国は、2011 年 3 月の東日本大震災 [7]、2011 年 9 月の 12 号台風による紀伊半島大水害 [8] など未曾有の災害に見舞われることが多くなった。東日本大震災では、大津波で史上まれに見る被害が出た。橋梁も、大津波のため沿岸部を走る国道４５号では５橋が流出し、架設までに数ヶ月を要するなど復旧の大きな支障となった。また、同年に発生した 12 号台風においても、国道１６８号折立橋（十津川村）が落橋するなど、紀伊半島のいくつかの橋梁に被害が出た（図 1-11）。

橋梁については、ある想定の下で荷重条件を設定し、設計しているが、上記の災害では、大津波により橋梁が流出するなど、設計時に前提としていない事象が発生した。国民の安全・安心を確保するためには、あらゆる被害が発生することを想定した管理計画の構築が求められる。

図 1-11　台風 12 号で流出した折立橋
（国道 168 号　奈良県十津川村）

１－５　道路行政へのアセットマネジメントの導入

今世紀に入ったころから、「荒廃するアメリカ」の教訓を踏まえて、我が国でも道路管理の高度化が検討され、2003 年 4 月には、国土交通省の検討委員会で総合的なアセットマネジメント・システムの構築が提言された。その後、2004 年 3 月に国土交通省から橋梁点検要領（案）が出され、点検頻度の改訂など盛り込まれた。また、そのころから、自治体も含めた、橋梁の長寿命化計画を策定する取り組みが始まった。しかしながら、公共事業費の削減は継続的に進み、厳しい道路管理予算の下で、アセットマネジメント・システムの導入は進まなかった。そんな中、2011 年 3 月に東日本大震災や台風１２号紀伊半島大水害など大規模な自然災害が我が国を襲い、平常時の適切な道路管理はもとより、大災害時に被害を最小限にとどめるための危機管理も喫緊の課題となってきている（表 1-1）。

表 1-1　道路のアセットマネジメントに関する経緯

２００３年　４月	道路構造物の今後の管理・更新のあり方提言 （委員長：岡村甫、副委員長：渡邊英一） 「アセットマネジメント」の概念導入
２００４年　３月	橋梁点検要領(案)の改訂　（点検頻度：１０年毎→５年毎）
２００７年　～	国及び地方自治体が橋梁の長寿命化計画を策定
２００９年	道路特定財源の一般財源化 公共事業予算の削減続く（厳しい道路管理予算）
２０１１年　３月	東日本大震災
２０１１年　９月	台風１２号（紀伊半島大水害）
２０１２年１２月	笹子トンネル天井板の崩落事故 [11]

もともと、アセットマネジメントというのは、金融の用語で、「法人や個人の固有資産を適切に管理、運用し、持ち主に最大の利益をもたらすよう、資産の最適配分をおこなうこと」というような意味である。

我が国では、2003 年 4 月に出された「道路構造物の今後の管理・更新等のあり方　提言」[9] において、「道路を資産としてとらえ、道路構造物の状態を客観的に把握・評価し、中長期的な資産の状態を予測するとともに、予算制約の中でいつどのような対策をどこに行うのが最適であるかを考慮して、道路構造物を計画的かつ効率的に管理すること」をアセットマネジメントの考え方とした。

その後、2004 年 3 月には、橋梁点検要領（案）[10] が改訂され、点検頻度が 5 年毎になり、2007 年からは、国や自治体で橋梁の長寿命化計画が策定され始めた。また、2008 年には構造物メンテナンス研究センター（CAESAR）が設立されるなど、ようやく様々な体

制・制度が整いつつある。

１－６　道路のアセットマネジメント・システムの新しい概念

１－６－１　平常時のアセットマネジメントと危機管理としてのアセットマネジメント

平常時の道路構造物の管理は、１－５で示したような、LCC を最小にすることを目的としたマネジメントが有効であると考えられる。

しかしながら、１－４で述べたように、東日本大震災以降、国民の社会インフラに対する信頼性が大きく揺らいでおり、国民の安心・安全にたいする要求を満たすためには、大規模災害など危機管理を含むマネジメント・システムの構築が喫緊の課題となっている。一方で、想定している以上の大規模災害などを外的条件とした設計をすることは、大きく経済合理性に欠ける。

したがって、危機管理的な措置として、たとえば橋梁の場合、流出、落橋の場合に最低限、救出・緊急車両の通行を可能とするような応急措置をあらかじめ想定して備えておくことが重要である。具体的には、迂回路を指定し周知する、短期間で応急橋を架ける準備をする、などが考えられる（図 1-12）。

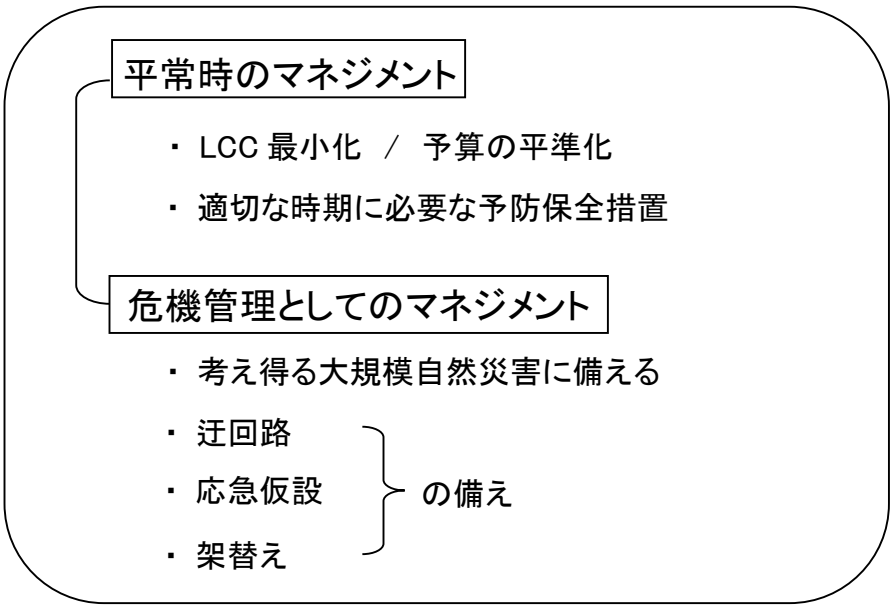


図 1-12　平常時の管理と危機管理

１－６－２　アセットマネジメント・システムの構成

１－６－１で述べた危機管理を加味すると道路のアセットマネジメントとは以下のように定義できる。

道路のアセットマネジメントとは、
「道路を国民から預かっている社会資産としてとらえ、国民に最大の利益をもたらすように、効率的かつ計画的に維持管理すること。併せて、国民の安全・安心を確保するために、強靭性など危機管理上の備えをすること。」

この道路のアセットマネジメントの概念を図示すると図 1-13 のようになる。道路を社会資産としてとらえ、国民は税金や料金を支払う対価として道路管理者から、円滑な物流・人流を確保するための道路施設および交通サービスを受ける。その際に道路管理者は、道路施設を効率的かつ計画的に管理することを求められる。

それに加えて、国民がいかなる時も安全でかつ安心して暮らせるように、大規模災害の襲来等の危機管理事象についても出来うる限りの備えをするべきであり、そのための措置を管理計画に盛り込むことが必要とある。

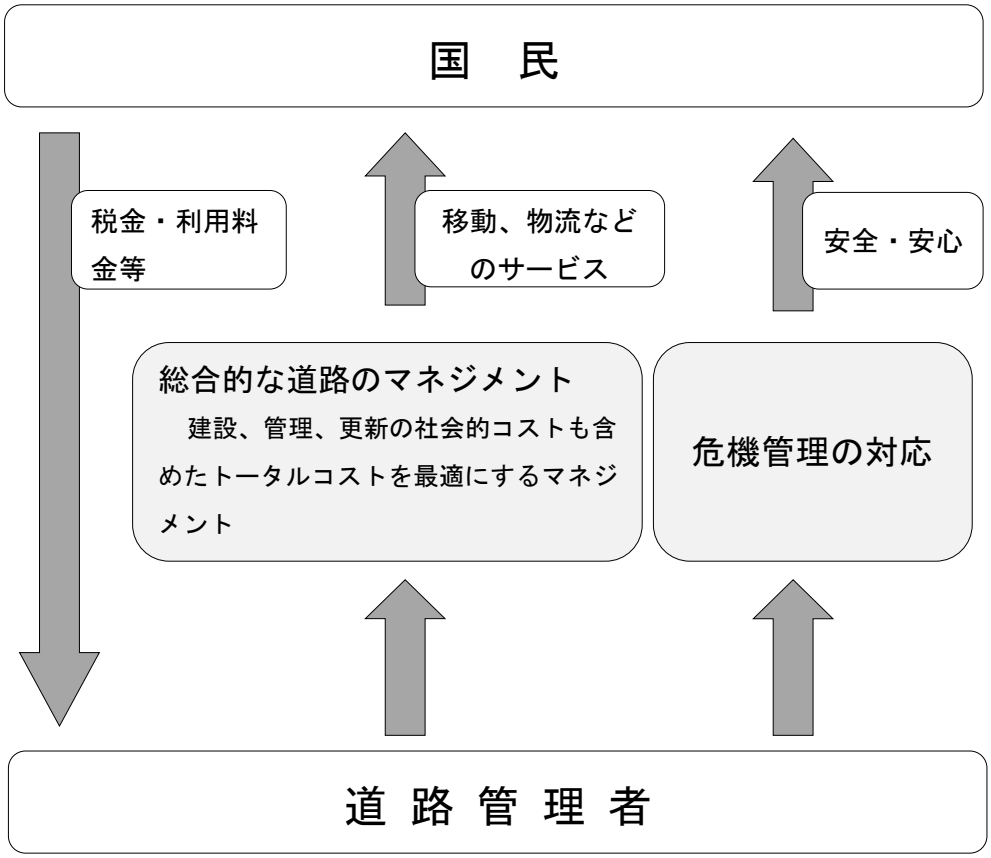


図 1-13 国民と道路管理者の関係

１－６－３　アセットマネジメント・システムの道路管理への適用に際して

道路管理者は、定期点検/診断/記録、維持・修繕、更新などの流れで実務を行っているが、従来の道路管理では、定期点検により損傷が発見された場合に、その対応策を検討し、予算の範囲内で、修繕・補修するといった、いわゆる「事後保全」となっていた。

これに対して、「アセットマネジメント」を具体的に適用して効率的な管理を実現するためには、「予防保全」となるように適切な時期に必要な維持・補修を行い、LCC が最小となるような管理計画（長寿命化計画）に基づいた管理を行うことが重要となる。

道路施設に「アセットマネジメント」を適用するには、まず、道路施設の現在の健全度を詳細に把握することが必要となる。さらに、定期点検結果を分析し、管理計画に反映させることも必要である。

従来より、橋梁等道路構造物について、理論的な劣化予測が研究されているが、現状では橋梁の健全度について、完全に定量的な評価を行うことは困難であり、将来の橋梁等道路構造物全体の劣化予測をすることは出来ていない（ただ、塩害による腐食など特定の要因による劣化予測の研究は進んでいる）。

一方、老朽化が進む橋梁等の道路構造物を適切に管理するために必要な投資をするためには、予防保全の必要性を納税者や財政当局に理解せしめる必要がある。すなわち、損傷が発生する前にあらかじめ、塗装などの必要な予防的措置を講じることが将来の維持管理費を含めたトータルコストを引き下げることを具体的に説明することが課題となっている。

ここでは、実際に行われている管理の実情を踏まえて、いくつかの仮定を置き、具体的 LCC が計算できるモデルを提案した。これにより、事後保全と予防保全との違いやコスト縮減の具体的な量的イメージが把握でき説明可能となる。

さらに、従来のマネジメントのフローは、平常時が前提で考えられていたが、災害の多発する我が国においては、危機管理の対応についても、通常の管理の中に含めて考えるべきである。たとえば、橋梁のアセットマネジメントの中に、橋梁の流出、落橋という最悪の場合に備えた対応策を管理計画の中に入れるべきであり、橋梁等の道路施設の管理計画は平常時と災害時の両方を含む計画となっていることが重要である。このことが、地域や社会の BCP(Business　Continuity　Plan）策定の基礎となり得ると考える。

これらいくつかのアプローチにより、道路管理の現場で、アセットマネジメント・システムが実践的に活用可能となることを期待する（図 1-14)。

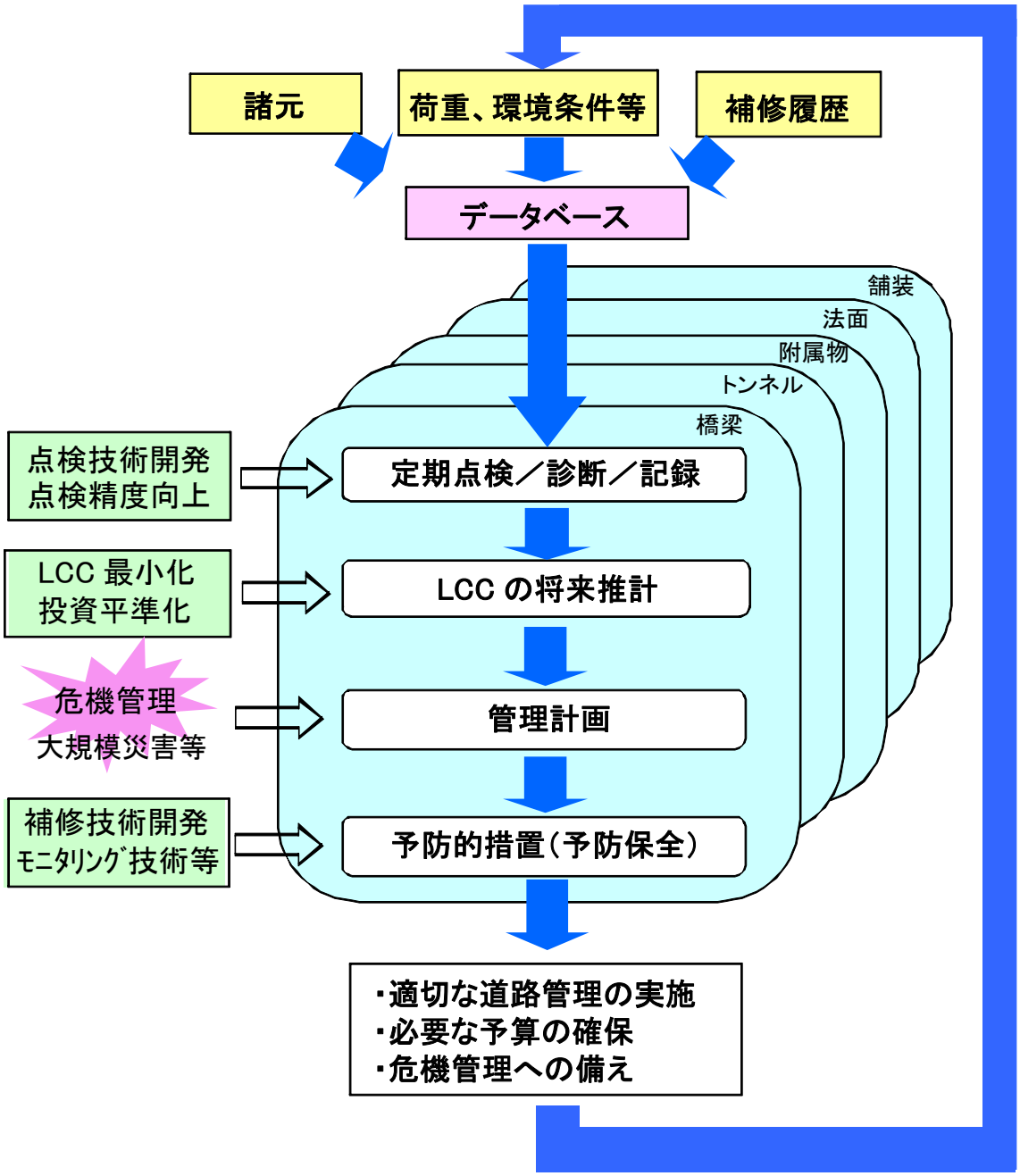


図 1-14　アセットマネジメント・システム

１－６－４　本研究の構成

本研究では、数年前から提唱されている「公共事業へのアセットマネジメントの導入」について、具体的な導入手法を提案することによって、道路行政における道路管理が高度化することを期待するものである。

本論文の構成は以下の通りである（図 1-15）。

昨今の情勢を踏まえてアセットマネジメントの概念を整理し（本章）、アセットマネジメントの基礎となる、橋梁の LCC の具体的な推計手法をとりまとめた（第 2 章）。

次に、平成 16 年の「橋梁定期点検要領（案）」の改訂以来継続的に実施されてきた橋梁点検結果を分析・考察し、アセットマネジメントの効率化と信頼性向上を目指した（第 3 章）。

既存の点検結果の分析・考察に加えて、数値解析技術を活用して点検の信頼性を向上させることが実践的となり得るか、損傷を有した橋の応力状態の変化を数値解析し、その結果を分析することで、考察した（第 4 章）。

さらに、危機管理におけるマネジメントの事例として、橋梁が流出・落橋した場合に備えた資材備蓄、緊急仮設橋の開発についてとりまとめ紹介した（第 5 章）。

最後に、本研究の結論と今後の道路のアセットマネジメントの展望について整理した（第 6 章）。

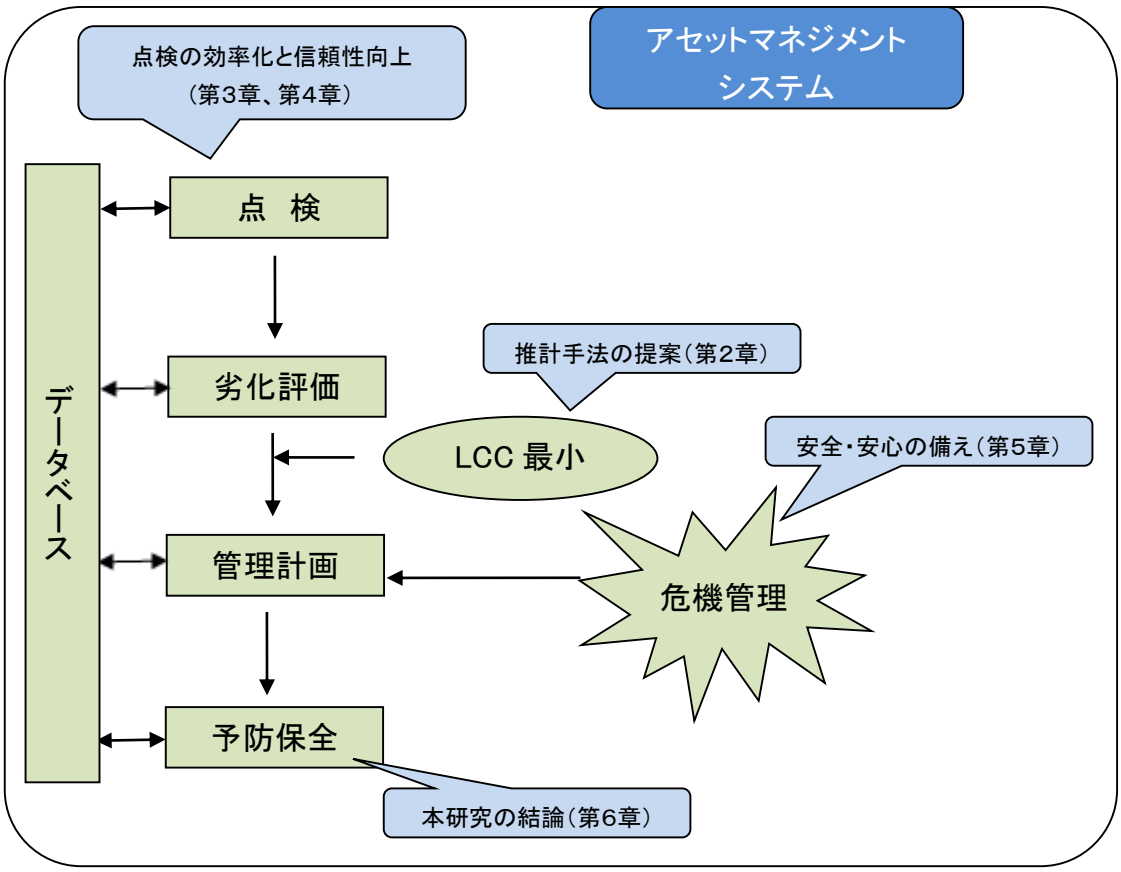


図 1-15　アセットマネジメントシステムの構成

【参考文献】

1) 道路橋の重大損傷－最近の事例－（道路橋の重大損傷），平成 21 年 3 月，国土交通省道路局 HP
http://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/yobo3_1_1.pdf

2) 玉越隆史・平賀和文・木村嘉富：PC 鋼材の腐食損傷への対応事例―妙高大橋のグラウト未充填と鋼材腐食の調査―，土木技術資料 54-5(2012)

3) Pat Choate & Susan Walter: America in Ruins, 1982.9.20,
【邦訳】荒廃するアメリカ，Ｐ・チョート＆Ｓ・ウォルター，監修：岡野行秀　訳者代表：古賀一成，発行所：開発問題研究所，昭和 57 年 9 月 20 日

4) Federal Highway Administration: Highway Statistics 2012
https://www.fhwa.dot.gov/policyinformation/statistics/2012/

5) 米国ミネアポリス橋梁崩壊事故に関する技術調査団：米国ミネアポリス橋梁崩落事故に関する技術調査報告，平成 19 年 10 月，
http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha07/06/061023_2/01.pdf

6) 国土交通省道路局：道路統計年報 2013
http://www.mlit.go.jp/road/ir/ir-data/tokei-nen/

7) 「東日本大震災の記録―国土交通省の災害対応―」，平成 24 年 3 月 11 日，国土交通省
http://www.mlit.go.jp/saigai/kirokusyu.html

8) 2011 年紀伊半島大水害　国土交通省近畿地方整備局　災害対応の記録，国土交通省近畿地方整備局，平成 25 年 2 月 28 日
www.kkr.mlit.go.jp/plan/saitaishien/kiihantou/kiihantou-kirokushi.pdf

9) 道路構造物の今後の維持・更新等のあり方に関する検討委員会：道路構造物の今後の維持・提言等のあり方　提言，平成 15 年 4 月
http://www.mlit.go.jp/common/000986137.pdf

10) 国土交通省道路局：橋梁定期点検要領（案），平成 16 年 3 月
www.cbr.mlit.go.jp/architecture/kensetsugijutsu/.../teiki_youryou.pdf

11) トンネル天井板落下事故に関する調査・検討委員会：トンネル天井板の落下事故に関する調査・検討委員会報告書，平成 25 年 6 月 18 日
http://www.mlit.go.jp/report/press/road01_hh_000363.html

第２章　橋梁のＬＣＣ推計手法の提案

橋梁、トンネル、舗装などの道路施設の維持管理予算については、ＬＣＣを最小化するように予防保全を行なうことの重要性は論を待たない。しかしながら、管理の現場で、具体的にＬＣＣを最小化するように補修を実施したり、事後保全と比べて予防保全はどの程度効果があるのか計算し、評価することは少ない。ここでは、実際の現場の道路管理業務を踏まえて、橋梁形式や架設年次などの条件毎に、橋梁の補修・更新の時期、工法、費用を想定したシナリオを設定し、全ての対象橋梁について計算し、合成するという方法でＬＣＣを推計する方法を提案する。

２－１　橋梁のＬＣＣ推計手法の概要

２－１－１　推計シナリオの設定

本研究では、「事後保全型」と「予防保全型」の２つのシナリオについて推計を行った。

「事後保全型」とは、損傷が顕在化してから対症療法的な補修を繰返し、寿命に至った段階で架替えを行うシナリオの事をいう。また、「予防保全型」とは、損傷が顕在化するまでに適宜適切に対策を行い、延命化を図るシナリオの事をいう。

２－１－２　推計上の橋梁ケース区分

橋梁補修・更新の適切な時期や工法は、橋種、環境条件、架設年次によって異なるため全橋梁をいくつかのケースに区分し推計を行う。表 2-1 に、推計上の区分および対象橋梁数を示す。

○橋種

橋種は、「鋼橋」と「コンクリート橋」の２種類に分けて推計した。

○環境条件

橋梁の周辺環境で大きな影響のあるのは塩害であるので、塩害の影響の有無に分けて推計した。「塩害の影響を受ける橋梁」とは、海岸線より 200m 以内に位置する橋梁を対象とする（注１）。塩害地域に位置する橋梁は、表 2-1 に示すとおり、近畿地方整備局管内直轄全橋梁の 5.6% ある。

表 2-1　塩害の影響を受ける橋梁数

海岸より200m以内の橋梁数 ①	全橋梁数 ②	海岸より200m以内の橋梁の比率 ①／②
213　橋	3,814　橋	5.6%

※橋梁管理カルテデータ(H25.3)より集計

また、橋梁にダメージを与えるという意味で影響のある、大型車交通量の大小に分けて推計した。「大型車交通量の影響が大きい」とは、大型車交通量 5,000 台/日以上の橋梁を対象とする。ここで、大型車交通量 5,000 台/日は、過去の点検結果より鋼部材の疲労亀裂の発生が急増する交通量を参考に設定した（注２）。

大型車交通量 5,000 台/日以上の橋梁数は、表 2-2 に示すとおり、近畿地方整備局管内直轄全橋梁の約 38%ある。

表 2-2 大型車交通量 5,000 台/日以上の橋梁数

大型車交通量 5,000台/日以上の橋梁数 ①	全橋梁数 ②	大型車交通量 5,000台/日以上の橋梁の比率 ①／②
1,429 橋	3,814 橋	37.5%

※橋梁管理カルテデータ(H25.3)より集計

さらに、鋼橋の架設年次については、RC 床版の設計に関して、床版厚等の設計基準が大きく改定された S47 道路橋示方書適用前後でケースを区分した（注３）。鋼橋の場合、現時点（2013 年）で経過年 40 年を越える橋梁は、十分な修繕が行われてこなかった可能性があるため、簡単のため、「S47（1972 年）道示適用以前」を架設後 40 年超、「S47（1972 年）道示適用以後」を架設後 40 年以内として扱い区分した。また、コンクリート橋については、現時点（2013 年現在）で経過年 30 年を超える橋梁は、老朽化が進んでおり、電気防食等の延命化が困難とし、架設年次 1983 年で区分した。これらをまとめて表 2-3 に示す。

表 2-3 橋梁の推計上の区分と対象橋梁数

橋種		環境条件		架設年次	CASE	橋梁数	比率
近畿地整全橋梁	鋼橋	塩害地域	大型車の影響大	S47道示適用以前	CASE1	0	0.0%
				S47道示適用以後	CASE2	10	0.3%
			大型車の影響小	S47道示適用以前	CASE3	28	0.7%
				S47道示適用以後	CASE4	14	0.4%
		塩害地域以外	大型車の影響大	S47道示適用以前	CASE5	156	4.1%
				S47道示適用以後	CASE6	121	3.2%
			大型車の影響小	S47道示適用以前	CASE7	267	7.0%
				S47道示適用以後	CASE8	446	11.7%
						1,042	27.3%
	コンクリート橋	塩害地域		1983年以前架設	CASE9	139	3.6%
				1984年以降架設	CASE10	22	0.6%
		塩害地域以外			CASE11	2,611	68.5%
						2,772	72.7%
						3,814	

※橋梁管理カルテデータ(H25.3)より集計

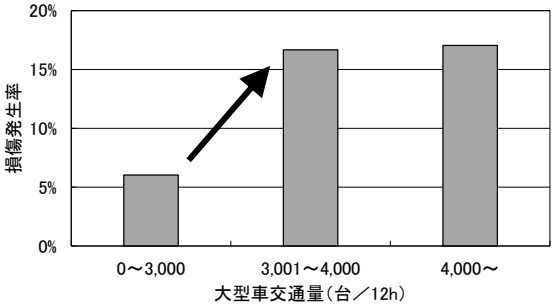
※表中、混合橋の橋梁数は、1 橋を 0.5 橋ずつに分割し鋼橋とコンクリート橋に振り分け集計している。

（注１）

「塩害の影響を受ける橋梁」は、「道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋編（平成24年3月）」において規定された塩害の影響地域の地域区分Ｃを参考に、海岸線から200m以内に位置する橋梁とした。

（注２）

下図に示す近畿地方整備局管内の直轄橋梁を対象とした 12 時間大型車交通量と鋼部材の疲労亀裂の発生状況の整理結果より、12 時間大型車交通量が概ね 3,000～4,000 台に達した段階で疲労亀裂の発生比率が急増している。直轄国道の昼夜率が概ね 1.4 であることから、大型車交通量 5,000 台/日以上の橋梁を「大型車交通量の影響が大きい」橋梁とした。



※橋梁管理カルテデータ(H25.3)より集計

図 2-1 鋼部材の亀裂発生率と 12 時間大型車交通量の関係

（注３）

昭和 47 年の道路橋示方書が改定で、鋼橋のＲＣ床版について、床版厚さの増加や鉄筋の増加など基準が大幅に変更された。

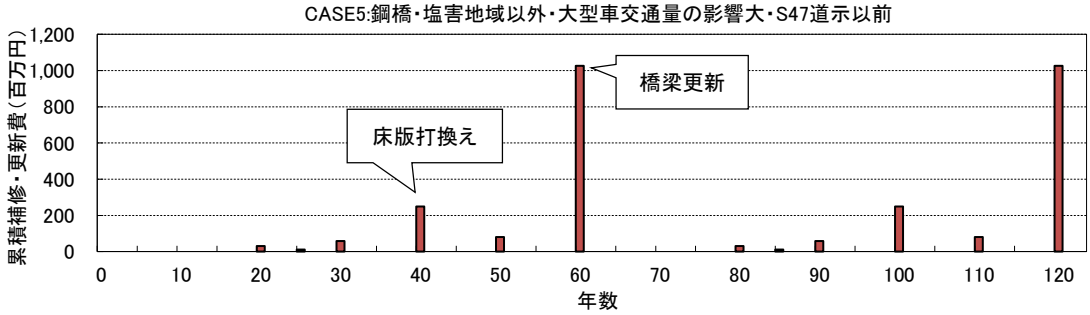
２－１－３　橋梁の補修・更新モデルの設定

各ケース、各シナリオの条件毎に実際の現場の道路管理業務を踏まえて、塗装や床版打換えなどの修繕時期を設定し、橋梁の補修・更新モデルを設定する。

（11 ケース×2 シナリオ＝合計 22 モデル）

たとえば、塩害地域以外の（大型車の影響が大きく、S47 道示適用前（架設後 40 年以上経過）　CASE5）鋼橋の場合は、図 2-2 のようになる。

CASE5／事後保全型シナリオの橋梁の例



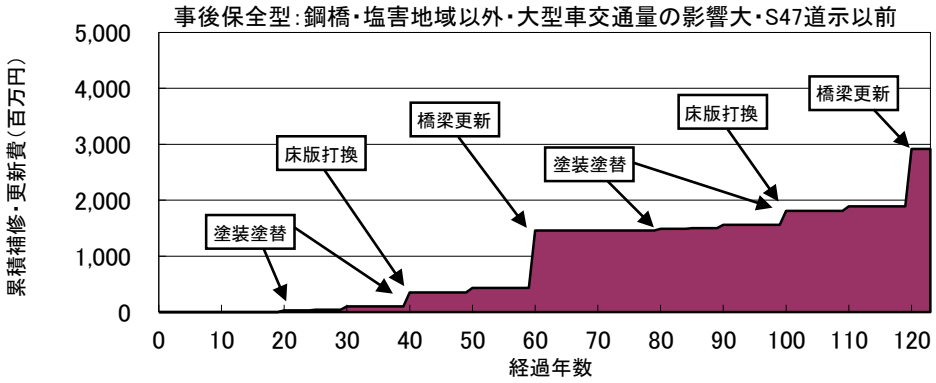


図 2-2　補修・更新モデルの例

各ケース、各シナリオの橋梁の補修・更新モデルについては、（Appendix）に詳述した。

２－１－４　費用の計算手順

推計計算は、１橋ごとの経過年に対する補修・更新費を集計することで将来の補修・更新費を推計する（図 2-3）。

（１）ケースごとに橋梁を分類

橋梁諸元（橋種、上部工材料、架設年次）、地域条件（海岸からの距離）、交通条件（大型車交通量）の別により、全橋梁を１橋ごとに１１ケースに分類する。

（２） １橋ごとに将来各年度の費用を計算

当該橋梁が属するケースの補修・更新モデル（予防保全型と事後保全型の２シナリオ）に基づき、１橋ごとに将来各年度の補修・更新費を当該橋梁の橋面積に各補修単価を乗じることにより計算する。なお、架設年から計算した補修時期が現在以前の場合は、その時点で補修が実施されていたものと仮定する。ただし、計算上現在以前に発生する橋梁更新費用については、今後 10 年間で均等分布させる。

（３）将来各年度の費用を全橋梁で合計

シナリオごとに、個別橋梁で計算された将来各年度の補修・更新費を全橋梁で合計する。

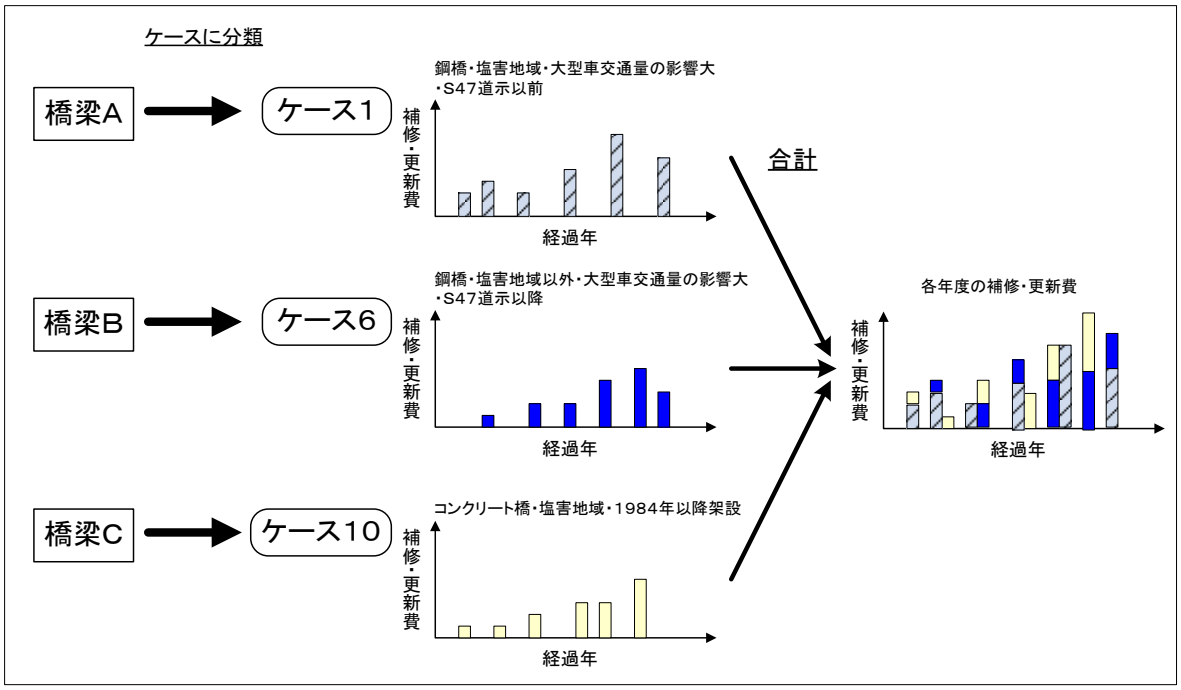


図 2-3 補修・更新費の推計イメージ

（４）計算後の処理

実際の道路管理行政では、必要な維持補修に対して費用を複数年で平準化し投資するものと考えられることから、ここでは計算後、極端に費用推移が変化する部分について、その期間のトータル費用が等しいとして、費用の推移を平準化する。

２－２　橋梁寿命と補修時期の考え方

各ケース、各シナリオにおける橋梁の寿命や補修時期については、以下に示すとおり、これまでの知見等により設定し、条件毎に実際の現場の道路管理業務の経験を踏まえて確認した。

２－２－１　橋梁更新時期について

鋼橋については、架設後 40 年を超える橋梁は、十分な修繕が行われてこなかった可能性があるため、塩害の影響の強い地域では 40 年（注１）で更新、塩害地域以外では 60 年（塩害地域の 1.5 倍）で更新するものとする。ただし、今後予防保全型の管理に転換することによる延命効果を 10 年見込むこととする。一方、架設後 40 年以内の橋梁については、今後予防保全型の管理を実施することにより、100 年（注２）で更新するものとする。

塩害地域のコンクリート橋については、架設後 30 年を超える橋梁は、すでに塩害による鋼材腐食が進行していると考えられるため、予防保全が間に合わないものとし、50 年（注３）で更新と考える。ただし、今後予防保全型の管理に転換することによる延命効果を 10 年見込むこととする。一方、架設後 30 年以内の橋梁については、塩害による鋼材腐食も軽微であるため、今後予防保全型の管理を実施することにより、100 年で更新するものとする。

塩害地域以外のコンクリート橋については、架設後 40 年を超える場合、十分な修繕が行われてこなかった可能性があるため、75 年（塩害地域の 1.5 倍、注４）で更新と考える。ただし、今後予防保全型の管理に転換することによる延命効果を 10 年見込むこととする。

一方、架設後 40 年以内の橋梁については、今後予防保全型の管理を実施することにより、120 年で更新と考える。

（注１）

青梅跨線橋：1965 年架設の鋼橋。約 40 年で塩害による著しい鋼材腐食により架け替えた事例を参考にした。

（注２）

「道路橋示方書・同解説、平成 24 年、日本道路協会」において、耐久性の観点で設計上の目標期間を 100 年と想定していることを参考に、塩害地域において早期に予防保全型の管理を実施した場合の更新時期に設定した。

（注３）

塩害地域でこれまでに十分な修繕が行われなかった結果、更新に至ったコンクリート橋の事例は以下のとおりであり、更新時期は 30～50 年程度と推定できる。ただし、暮坪橋、芦川橋は日本海側に位置し塩害の影響が他地域に比べ大きいことから塩害地域の一般的な更新時期として 50 年に設定した。

事例：天神橋：広島県管理のコンクリート橋。52 年で架け替え。

暮坪陸橋：東北地方整備局管理のコンクリート橋（橋長 35m、昭和 41 年架設）。32 年で架け替え。

芦川橋：東北地方整備局管理のコンクリート橋。34 年で架け替え。

（注４）

塩害地域以外のコンクリート橋でこれまでに十分な修繕が行われなかった場合は、以下の事例を参考にし、適切に管理した場合の更新時期 100 年を踏まえて、塩害地域の 1.5 倍の 75 年に設定した。

事例：榊橋：関東地方整備局管理のコンクリート橋（橋長 324m、昭和 5 年架設）。
70 年で架け替え。

荒川橋：関東地方整備局管理のコンクリート橋。65 年で架け替え。

末吉橋：横浜市管理のコンクリート橋。78 年で架け替え。

大仏橋：大分県管理のコンクリート橋。76 年で架け替え。

２－２－２　補修時期について

（１）RC 床版

RC 床版については、昭和 47 年道路橋示方書（S47 道示）適用以前の RC 床版で大型車交通量が多い場合、供用後概ね 40 年で床版の劣化が最終段階に至るという試算結果を参考に、各ケースの床版の補修時期を以下のとおり設定した。

ここで、試算は、S47 道示適用以前の RC 床版を対象に、大型車交通量を変化させ疲労損傷度が 0.8 に達する経過年数を試算した。疲労損傷度の試算に当たっては、RC 床版の押抜きせん断疲労に関するマイナー則（松井らによる S-N 曲線）を用いた[1)]。

①S47 道示適用以前で大型車交通の影響が大のケース

・上記試算結果を参考に、供用後 40 年目で床版打換えると設定

②S47 道示適用以降で大型車交通の影響が大、或いは S47 道示適用以前で大型車交通の影響が小のケース

・①のケースでの床版打換え時期に予防保全の炭素繊維接着を行い、以後 20 年間隔で上面増厚、床版打換えすると設定

③S47 道示適用以降で大型車交通の影響が小のケース

・②のケースより補修時期が 20 年長いと設定

また、図 2-4 に示すとおり、近畿地方整備局管内の H15～H23 に実施した橋梁点検データを用いて、RC 床版に疲労損傷が発生している橋梁数と架設年次の関係を分析した結果、概ね４０年で疲労損傷が多く発生していることがわかる。

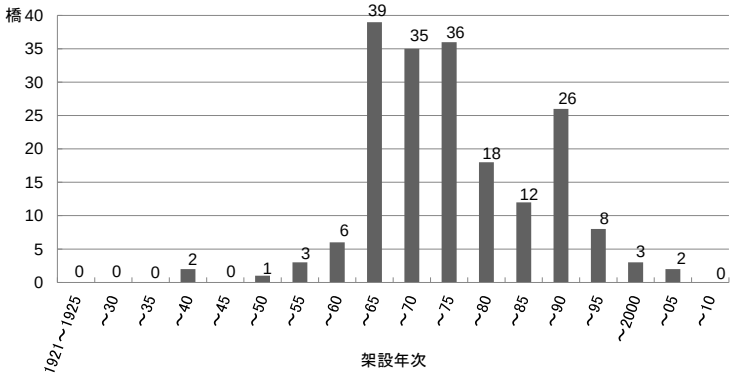


図 2-4 RC床版の疲労損傷発生状況（架設年代別）

（２）鋼桁の疲労亀裂

鋼桁の疲労亀裂については、大型車交通量が多い場合、供用後概ね 40 年で疲労亀裂が発生する試算結果を参考に、予防保全では 40 年目に補修溶接するものとし、事後保全では亀裂が生じるまでの期間の 1.2 倍約 50 年で亀裂が急激に進展し破断に至るとし、当て板や横桁増設を実施するものとする。

ここで、疲労亀裂発生年の試算は、橋の供用安全性に深刻な影響があり、かつ多くの発生事例が報告されている主桁腹板と横桁の取付け部（継手の強度等級 G）に発生する疲労亀裂を対象とし、モデル支間を設定し大型車交通量が多い条件で鋼材材質、桁形式を変化させ実施した。また試算に当たっては、S-N 線図をもとに疲労亀裂発生部位に対する直応力範囲と繰り返し回数の関係を用いた[2)]。

また、図 2-5 に示すとおり、近畿地方整備局管内の H15～H23 に実施した橋梁点検データを用いて、鋼桁に発生している疲労亀裂の箇所数と橋梁架設年次の関係を分析した結果、概ね建設後４０年を越えると多く発生していることがわかる。

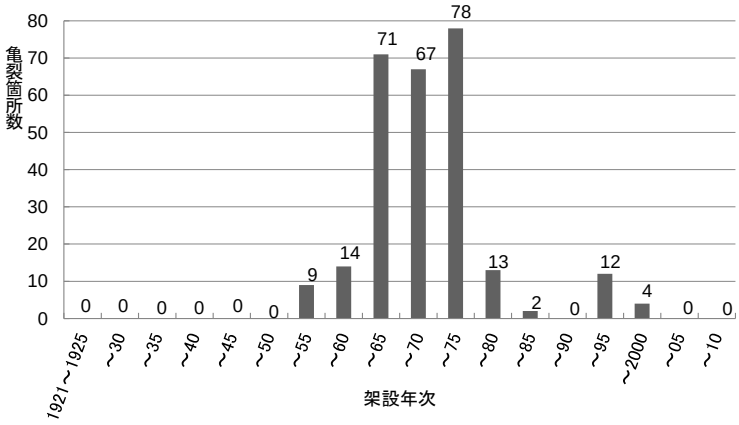


図 2-5 鋼部材の亀裂発生状況（架設年代別）

（３）塩害地域のコンクリート桁

塩害地域のコンクリート桁については、予防保全では、塩化物イオン濃度が 1.2kg/m^3 に達する 15 年目に断面修復（小規模）を実施することにした。また、計算上鋼材体積減少率が 5%に達する 35 年目が予防保全することにより 10 年延びると仮定し、45 年目に電気防食を実施することとした。電気防食の更新は効果持続年数を 40 年とし 85 年目に実施するものとする。事後保全では、鋼材の体積減少率が 5%に達する 35 年目の 1.2 倍約 45 年目で断面修復（大規模）を実施するものとする。

ここで、塩化物イオン濃度が 1.2kg/m^3 に達するまでの年数は、塩化物イオンの拡散方程式（フィックの第２法則）[3)] を用いて、架設年次、鉄筋のかぶり、水セメント比の違いによる複数ケースについての計算をもとに設定した。また、鋼材腐食による鋼材の体積減少率が 5%に達するまでの年数は、腐食ひびわれ発生以降の鋼材腐食速度の予測式[1),4)] を用

いて、上記と同様の複数ケースについての計算結果をもとに設定した。

（４）塩害地域の橋脚・橋台

塩害地域の橋脚・橋台については、予防保全では、塩化物イオン濃度が 1.2kg/m^3 に達する 20 年目に断面修復（小規模）を実施することとした。また、計算上鋼材体積減少率が 5%に達する 40 年目が予防保全することにより 10 年延びると仮定し、50 年目に電気防食を実施することとした。事後保全では、鋼材体積減少率が 5%に達する 40 年目の 1.2 倍約 50 年目で断面修復（中規模）を実施するものとする。ここで、塩化物イオン濃度が 1.2kg/m^3 に達する年数と鋼材の体積減少率が 5%に達するまでの年数については、コンクリート桁と同様の方法に基づく計算をもとに設定した。

（５）塩害地域以外のコンクリート桁、橋脚・橋台

塩害地域以外のコンクリート桁、橋脚・橋台については、中性化の進行に関する予測計算より、予防保全では、40 年目に炭素繊維接着を実施し、事後保全では、予防保全よりも 10 年遅い 50 年目に断面補強を実施するものとする。

ここで、中性化の進行に対する補修時期ついては、土木学会式（√t 則）[3] を用いて、鉄筋かぶりやコンクリート品質のばらつきを考慮し、予防保全の限界を中性化残りが 15mm に達する時点として計算した。

（６）塗装

塗装の予防保全は、塗装の耐久年数[5] と過去の直轄国道の塗り替え実績（平均 18 年）を参考に、塩害地域では 10 年毎、塩害地域以外では 15 年毎に実施するものとする。事後保全は、それぞれ約 1.5 倍の 15 年、20 年に実施するものとする。

（７）鋼製支承

鋼製支承の交換時期は、過去の直轄国道の交換実績（平均 33 年）を参考に、30 年サイクルを標準に設定する。ただし、鋼製支承はゴム支承に交換すると考え、その後の耐用年数は 100 年とする。

（８）伸縮装置

伸縮装置の交換時期は、過去の直轄国道の交換実績（平均 28 年）を参考に、30 年サイクルを標準に設定する。

（９）高欄など

高欄などの部分的な補修時期は、過去の直轄国道の実績（平均 26 年）を参考に、25 年サイクルに設定する。

２－３　補修・更新費の将来推計結果

２－３－１　推計に用いるデータ

対象とする橋梁は、近畿地方整備局管内直轄国道の全ての橋梁 3,814 橋（橋長 2m 以上の鋼橋およびコンクリート橋）とする（表 2-4、図 2-6、図 2-7、図 2-8）。使用するデータは、橋梁管理カルテデータ(H25.3)。

表 2-4　推計に用いる橋種別橋梁数（橋長 2m 以上）

橋種別橋梁数　（橋）

	鋼橋	コンクリート橋	全橋合計
直轄	1,042	2,772	3,814

※橋梁管理カルテデータ(H25.3)より集計

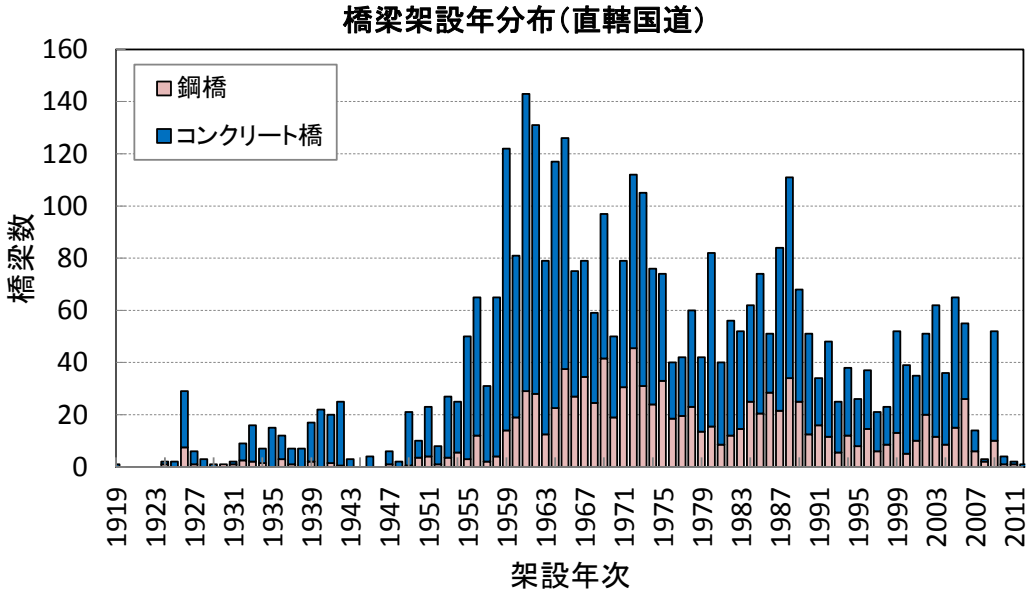


図 2-6　橋梁数の架設年分布（近畿地整管内直轄国道の橋長 2m 以上）

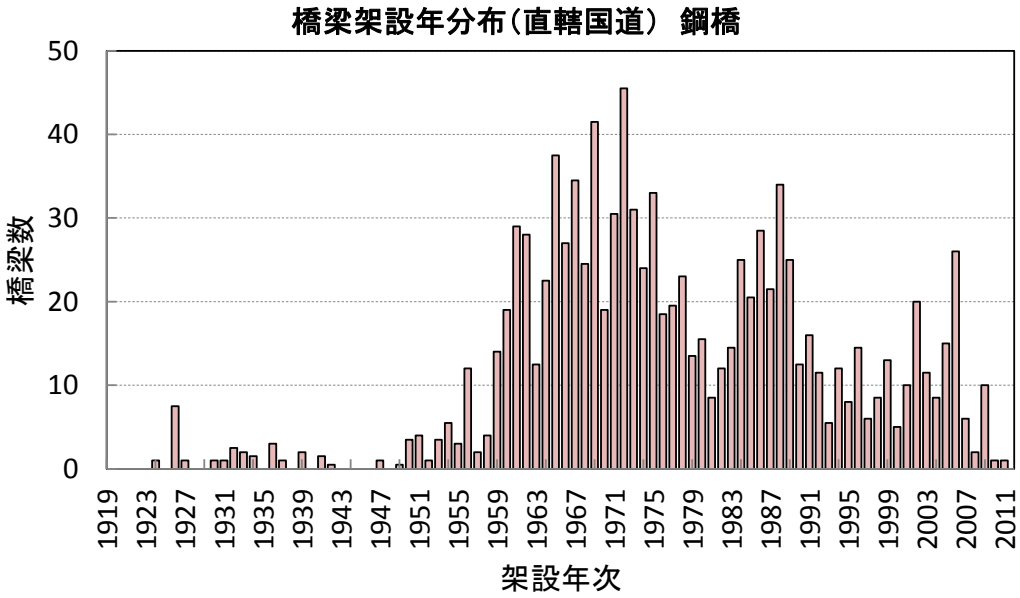


図 2-7 鋼橋の架設年分布（近畿地整管内直轄国道の橋長 2m 以上）

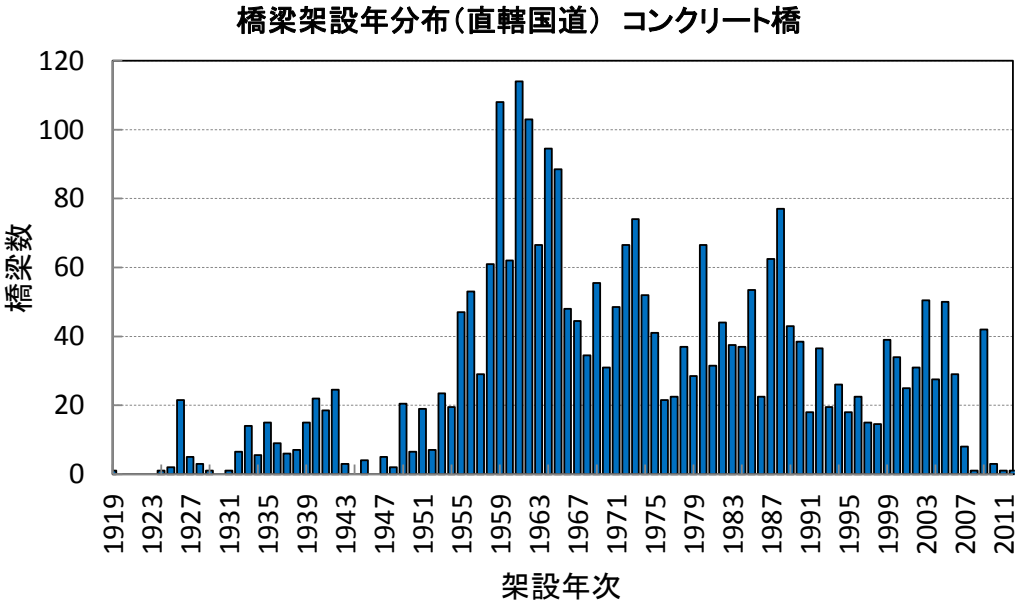
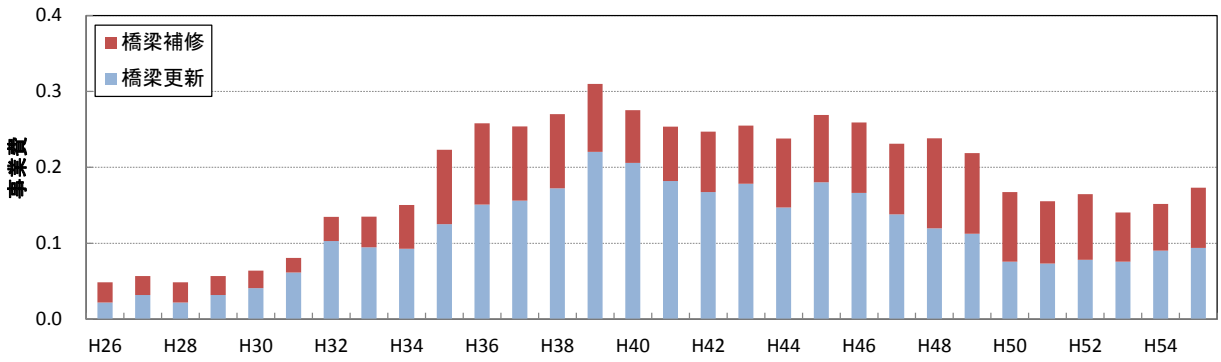


図 2-8 コンクリート橋の架設年分布（近畿地整管内直轄国道の橋長 2m 以上）

２－３－２推計結果

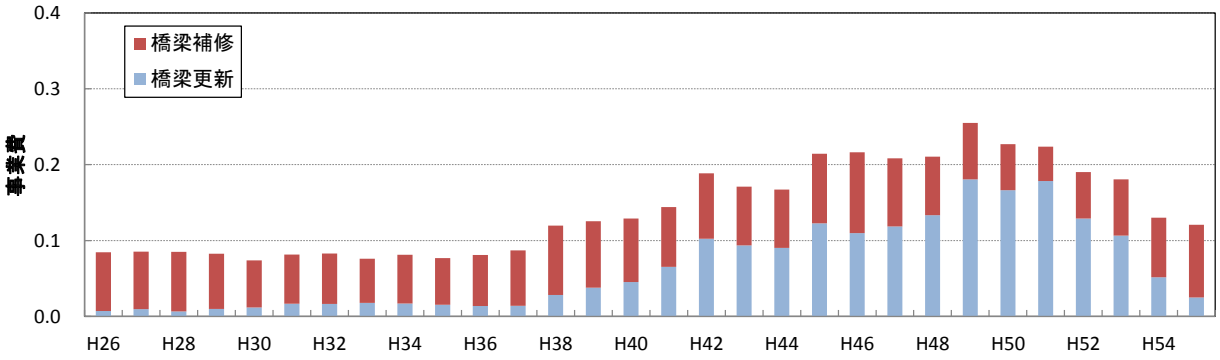
①事後保全の場合



注）各年度の事業費は、事後保全の事業費推計結果の 10 年間（H26～H35）合計で無次元化している。

図 2-9 橋梁補修・更新費の推移（事後保全型）

②予防保全の場合



注）各年度の事業費は、事後保全の事業費推計結果の 10 年間（H26～H35）合計で無次元化している。

図 2-10 橋梁補修・更新費の推移（予防保全型）

２－４将来推計結果の考察

２－４－１将来推計結果の考察

本推計計算による両シナリオの比較により、推計上予防保全の効果が十分に確認された。

すなわち、事後保全型から予防保全型の維持管理に転換すると、橋梁補修費が事後保全型に比べ継続的に必要となるが、一方で多額の費用を必要とする橋梁更新のピークの平準化、すなわち橋梁の延命化が可能となることがわかる。その結果、予防保全型の管理の場合、今後 30 年間でトータルコストを 24%縮減できる可能性がある（表 2-5）。

表 2-5 橋梁補修・更新費の比較

事業費合計期間	種別	予防保全 ①	事後保全 ②	縮減率 (②－①)/②
10年間	橋梁更新	0.13	0.63	79.2%
	橋梁補修	0.69	0.37	−84.2%
	合計	0.82	1.00	18.1%
30年間	橋梁更新	1.91	3.41	43.9%
	橋梁補修	2.28	2.12	−7.8%
	合計	4.20	5.53	24.1%

注）表中の数値は、事後保全の事業費推計結果の10年間合計で無次元化したものである。

２－４－２　今後の課題

道路橋の中長期的な維持管理費用の推計手法に関する検討および試算を実施した。本手法を用いた推計の結果、予防保全によるコスト縮減効果と延命効果を確認できた。以下に、将来費用推計に関する今後の課題を整理する。

1）橋梁各部材の補修・更新時期の精度向上について、予防保全による耐久性の向上の程度を把握するために、補修履歴データの蓄積と補修後の点検結果等を組み合わせた予防保全による延命効果を定量的に評価し推計に反映させることが有意義である。
2）本推計では、各橋梁の現時点での状態を建設時からの経過年数により評価した。より実際の管理状態を再現するために、各橋梁の点検結果、補修履歴に基づいた状態評価を行うことにより推計の精度向上が可能となる。
3）本推計では、標準的な工法を適用した。例えば、伸縮装置の非排水化や床版防水工など、損傷の原因を取り除く対策工法を将来推計に取り込めば、さらにコスト縮減と延命効果を図ることができる。
4）現在使用している一律橋面積当たりの補修単価について、橋梁上部工形式（鈑桁、箱桁、T 桁、床版橋等）の区別や、架設条件に対応した補修の数量算出など、補修費用の精度向上も必要である。
5）本推計では、事後保全と予防保全の極端な２つのシナリオの比較をしたが、いろいろなシナリオを比較することにより、予算制約などの外部条件下での最適なシナリオを求めることが可能となる。

【参考文献】

1) 国総研資料第 523 号　道路橋の計画的管理に関する調査研究－橋梁マネジメントシステム(BMS)－
2) 道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編)、平成 24 年、日本道路協会
3) 2001 年制定コンクリート標準示方書[維持管理編]制定資料　土木学会
4) コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会報告書、日本ｺﾝｸﾘｰﾄ工学協会、1998.10
5) 社団法人日本橋梁建設協会：鋼橋のライフサイクルコスト、2001.10

第３章　橋梁定期点検結果の分析と考察

国土交通省においては２００４年３月に「橋梁定期点検要領（案)」[1] が発出され、それまで、10 年毎に行われていた点検が、新要領では、供用後２年以内に初回を行い、２回目以降は原則として５年以内に行うことが定められた。また、その点検結果は「橋梁の維持管理の体系と橋梁管理カルテ作成要領（案)」により一元化することとされた。

現時点では、国管理の橋梁の約半数が２巡目の点検を実施済となっている。

１巡目の点検を実施することにより、架設環境、架設年次、交通量等の条件により相対的に損傷の起こりやすい部位・部材や損傷の種類が抽出できる。その結果、今後の点検における、着目すべきポイントが明確にできる。

さらに、２巡目の点検結果が集まれば、経年変化がわかる。すなわち、部位、荷重、架設年次、架設環境などの条件による、劣化の進行の傾向がわかることになる。

３－１　損傷発生箇所の分析（１巡目点検による）

３－１－１　分析対象と分析データ [2)3)]

近畿地方整備局において橋梁定期点検要領（案）（以下、H16 要領）により点検を実施した橋長 2m 以上の橋梁 3,130 橋を対象とした。

分析には、橋梁定期点検調書データ（平成 15 年度～平成 23 年度)、橋梁管理カルテデータ（平成 15 年度～平成 23 年度)、高度な橋梁診断報告書（平成 16 年度～平成 23 年度）を使った。

３－１－２　対象橋梁の状況

（１）架設年次別橋梁数

近畿地方整備局が管理する橋梁の架設年別分布（図 3-1）をみると、全体の約４割にあたる約 1,400 橋が 1970 年代前半までに集中的に整備されていることがわかる。

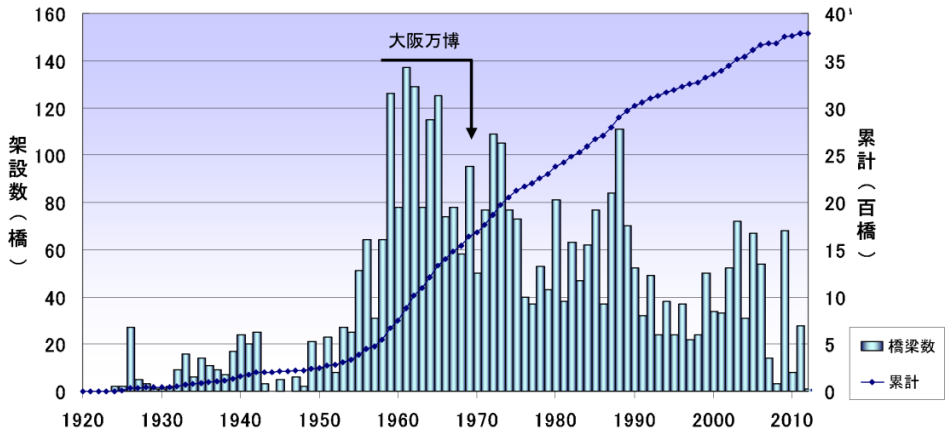


図 3-1 近畿地方整備局が管理する橋梁の架設年別橋梁数の推移

３－１－３　損傷発生箇所の傾向

損傷が多く発生する部位・部材を明確にし、点検時に着目すべき箇所として活用することを目的として、発生頻度の高い損傷を対象に、損傷の種類ごと、部材ごとに発生箇所を分析した。

（１）鋼橋（鈑桁、箱桁）の主桁

「腐食」については、桁端部の方が中間部、中間支点部よりも発生頻度が高い傾向が見られる。これは、伸縮装置からの漏水による影響が大きいものと考えられる。

また、外桁の方が中桁よりもわずかに発生頻度が高いが、これは雨水の影響と考えられる。

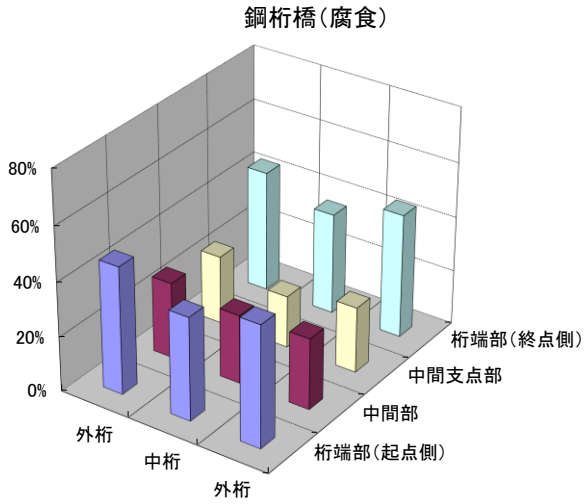


図 3-2 主桁部位別の損傷発生率

（２）鋼橋（鈑桁、箱桁）の RC 床版

「床版ひびわれ」について、中間床版においては端部と中間部で発生傾向の差は見られず、伸縮装置前後の走行時の衝撃による影響は小さいと考えられる。一方、張出床版よりも中間床版において発生率が高い傾向が見られる。これは、乾燥収縮によるひび割れに加え、疲労を原因とするひびわれが発生しているためと考えられる。

「剥離・鉄筋露出」については、起点側から見て左側（海側）が右側よりも多く損傷していることがわかる。この現象は飛来塩分が少なからず影響しているものと推測される。

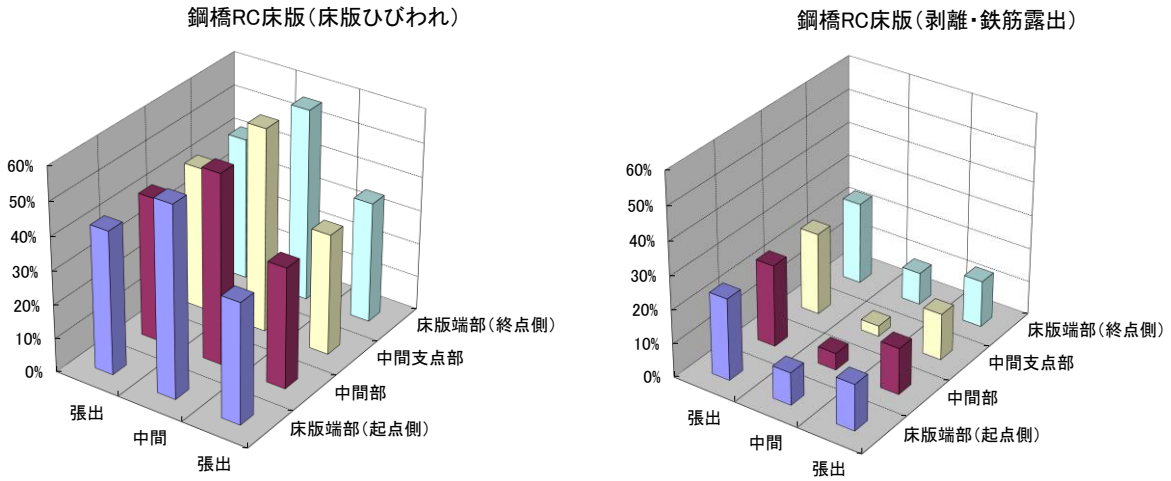


図 3-3 鋼橋 RC 床版部位別の損傷発生率

（３）鋼橋（鈑桁、箱桁）の鋼床版

「腐食」「防食機能の劣化」両方とも、桁端部の方が中間部、中間支点部よりも発生頻度が高い傾向が見られる。また、張出床版の方が中間床版よりも中間部において発生頻度が高い。これらは、伸縮装置からの漏水、地覆側面からの回り水による影響が大きいものと考えられる。

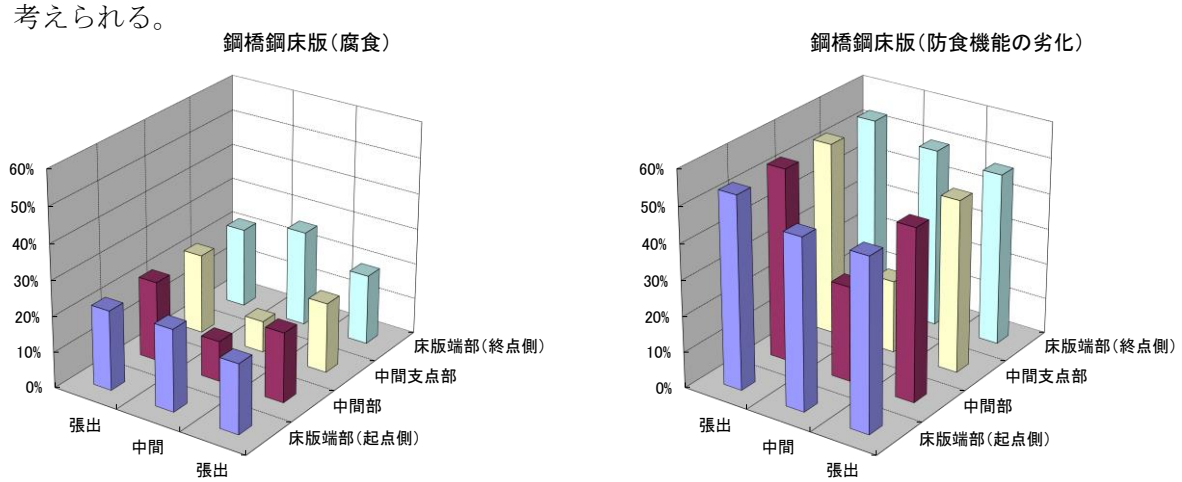


図 3-4 鋼床版部位別の損傷発生率

（4）PC 橋（プレテン T 桁、ポステン T 桁）の主桁

「ひびわれ」「剥離・鉄筋露出」両方とも、桁端部の方が中間部よりも発生頻度が高い傾向が見られ、外桁の方が中桁よりも発生頻度が高い。これらは、伸縮装置からの漏水、地覆側面からの回り水による影響が大きいものと考えられる。

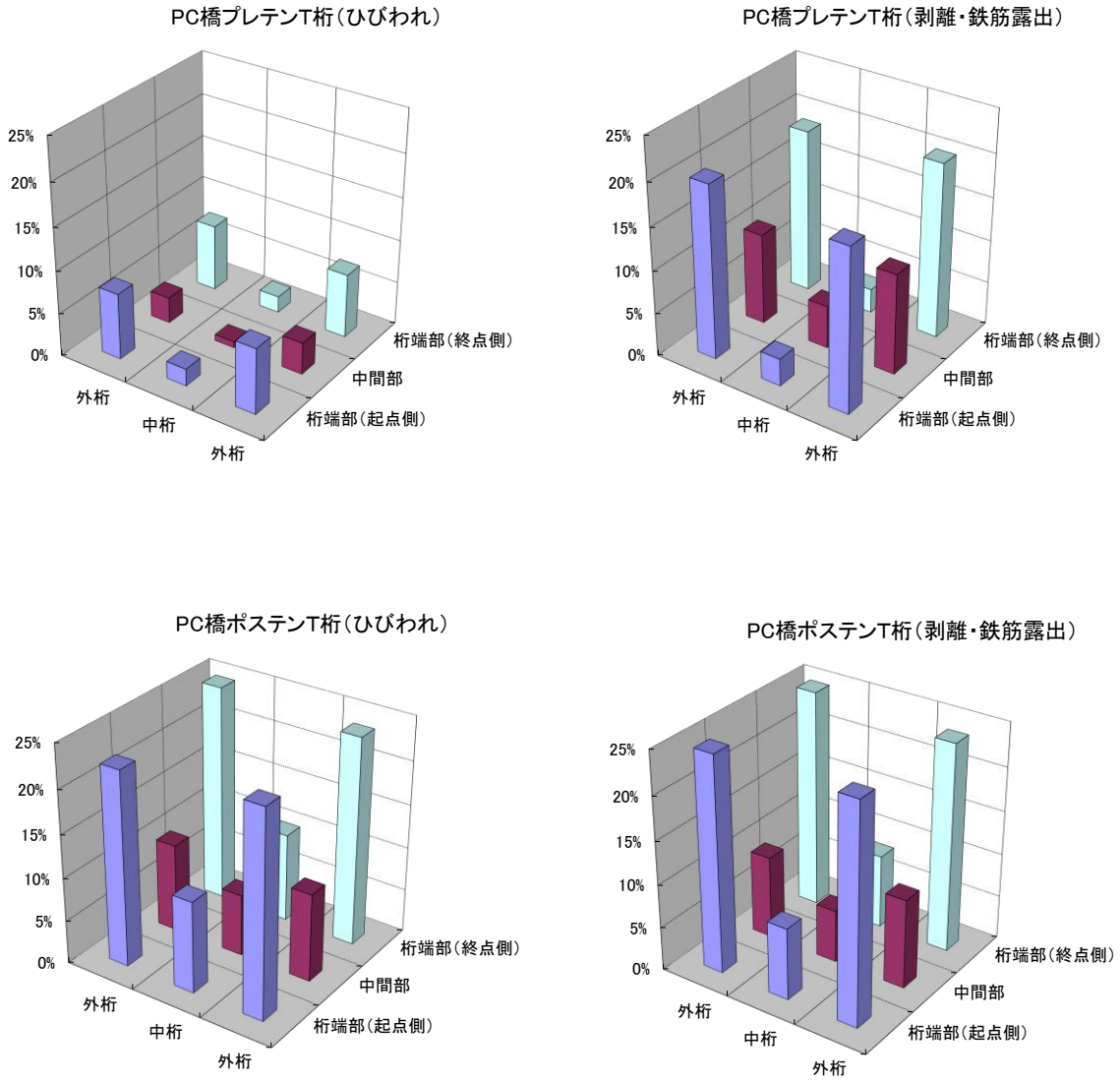


図 3-5 PC 橋の主桁部位別の損傷発生率

３－１－４　分析結果の整理

損傷の種類ごと、部材ごとに、対策区分「C」（表 3-1 参照）の各損傷原因を合計した結果を表 3－2 に整理した。これらの結果から以下の傾向が読み取れる。

・鋼橋主桁の「腐食」は、橋面の雨水等に対する防水・排水工不良を原因とするものが突出して多い。

・鋼橋主桁の「亀裂」は、大型車交通の繰返し荷重による疲労の原因がほとんどである。

・RC 床版の「ひびわれ」も大型車交通の繰返し荷重による疲労を原因とするものが多く、「剥離・鉄筋露出」は施工時のかぶり不足等の施工不良を原因とするものが多い。

・PC プレテン床版橋の「剥離・鉄筋露出」は、製作時のかぶり不足等を原因とするものが全体の半分以上を占める。

・PC ポステン T 桁橋の「ひびわれ」は、施工時のかぶり不足等の施工不良を原因とするものが多く、鉄筋腐食による鋼材断面膨張によって生じるケースが多いと考えられる。

・PC ポステン T 桁橋の主桁、床版の「剥離・鉄筋露出」は、かぶり不足等の施工不良に加えて、凍結防止剤の塩分を含む漏水による塩害も主たる原因のひとつである。

・PC ポステン T 桁橋の「漏水・遊離石灰」の原因は、防水・排水工不良が突出しているが、これは橋面防水の未施工か不備による漏水あるいは地覆からの回り水が大きな原因と考えられる。

表 3-1　対策区分の判定区分

判定区分	判定の内容
A	損傷が認められないか、損傷が軽微で補修を行う必要がない。
B	状況に応じて補修を行う必要がある。
C	速やかに補修等を行う必要がある。
E１	橋梁構造の安全性の観点から、緊急対応の必要がある。
E２	その他、緊急対応の必要がある。
M	維持工事で対応する必要がある。
S	詳細調査の必要がある。

※「橋梁定期点検要領（案）、平成 16 年 3 月」より

表 3-2 着目すべき損傷の原因（対策区分「C」を対象）

上部工形式	損傷の種類	部材	損傷原因
鋼橋	腐食	主桁	①防水・排水工不良（73%） ②品質の経年劣化（10%） ②材料劣化（10%）
	亀裂	主桁	①疲労（69%） ②品質の経年劣化（14%） ③製作・施工不良（7%）
	床板ひびわれ	RC 床板	①疲労（61%） ②製作・施工不良（16%） ③防水・排水工不良（7%） ③乾燥収縮・温度応力（7%）
	剥離・鉄筋露出	RC 床版	①製作・施工不良（62%） ②塩害（14%） ③防水・排水工不良（11%）
PC プレテン床板橋	剥離・鉄筋露出	主桁	①製作・施工不良（59%） ②防水・排水工不良（18%）
PC ポステン T 桁橋	ひびわれ	主桁	①製作・施工不良（61%） ②塩害（9%） ②アルカリ骨材反応（9%）
	剥離・鉄筋露出	主桁	①製作・施工不良（35%） ②塩害（33%） ③防水・排水工不良（8%） ④品質の経年劣化（5%） ④地震（5%）
		床板	①塩害（44%） ②製作・施工不良（39%） ③防水・排水工不良（11%）
	漏水・遊離石灰	主桁	①防水・排水工不良（89%） ②品質の経年劣化（15%） ③塩害（8%）

※表中（　）内の数値は割合を示す。

※橋梁管理カルテデータ（平成 15 年度～平成 23 年度）をもとに分析。

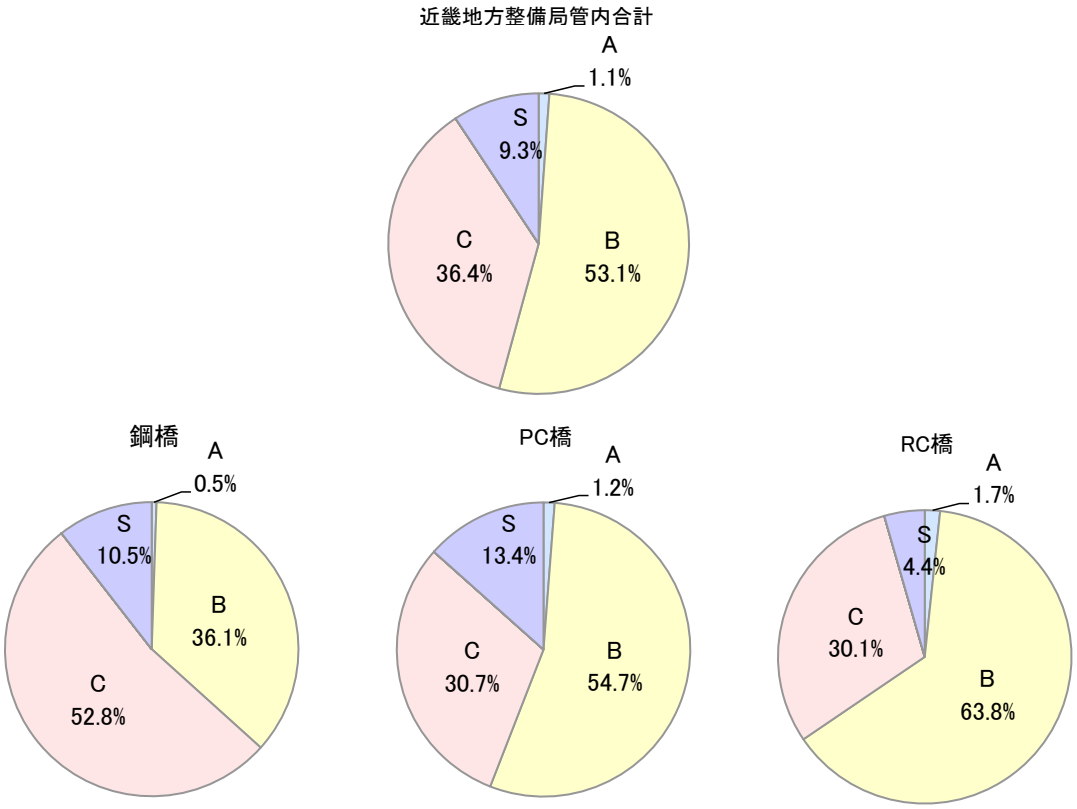
３－１－５　損傷程度の傾向

主要部材の対策区分判定のうち、最も悪い結果をその橋梁の対策区分とし、各対策区分判定の比率（各対策区分の橋梁数／全橋梁数）を橋種別、事務所別、架設年代別に集計した。

（１）橋種別

近畿地整管内において、対策区分 C 判定の主要部材をもつ橋梁は全体の 36%の 1,435 橋である。

橋種別では、鋼橋で 53%、PC・RC 橋で 30%であり、鋼橋の割合が最も高い。



判定区分	判定の内容
A	損傷がないか、軽微で補修の必要がない
B	状況に応じて補修を行う必要がある
C	速やかに補修等を行う必要がある
M	維持工事で対応する必要がある
S	詳細調査の必要がある

図 3-6　橋種別の対策区分判定の傾向

（２）架設年代別の対策区分の状況

管内橋梁全体の傾向として、1950 年代後半から 1980 年代半ばにかけての高度経済成長期に建設された橋梁を中心に、対策区分 C 判定の比率が 50%程度と高い。

1990 年より以前に建設された橋梁、つまり建設後 20 年程度以上経過した橋梁では、30%以上の橋梁で主要部材に対策区分 C 判定の損傷が発生している。

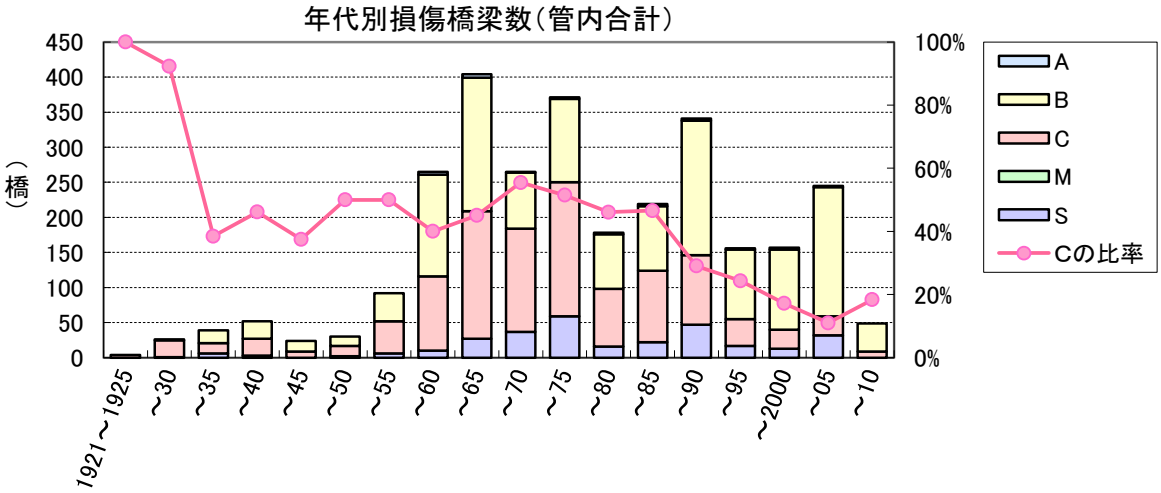


図 3-7 架設年代別の対策区分判定の傾向

３－１－６　三大損傷の発生傾向

三大損傷の発生傾向を明確にし、各損傷の対策立案時に活用することを目的として、損傷原因が「塩害」、「アルカリ骨材反応（以下、ＡＳＲ）」、「疲労」の橋梁数を架設年代別等で集計した。

（１）塩害（塩害の影響地域別）

塩害を原因とした損傷が発生している橋梁のうち、43%は塩害の影響地域以外に位置する。これは、国道 161 号バイパス（滋賀県）など冬期に凍結防止剤を散布する区間で発生している。

塩害の影響地域区分Ⅰ及びⅡ（海岸線からの距離が 100m まで）に位置する橋梁では塩害を原因とする損傷が比較的多く発生しており、特に国道 42 号（和歌山県）を中心に多く見られる。

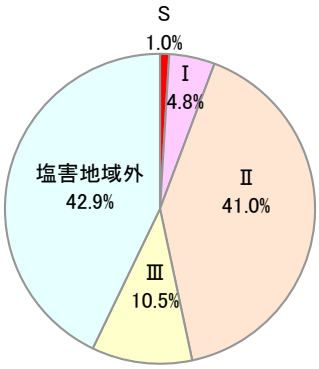


図 3-8　塩害発生状況（塩害地域区分別）

（２）塩害（路線・地域別）

塩害による損傷が発生している橋梁のうち、約５割が 42 号（三重・和歌山県境～和歌山市）、約３割が 161 号（敦賀市～大津市）に位置している。

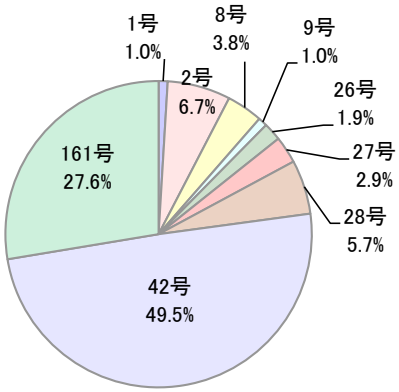
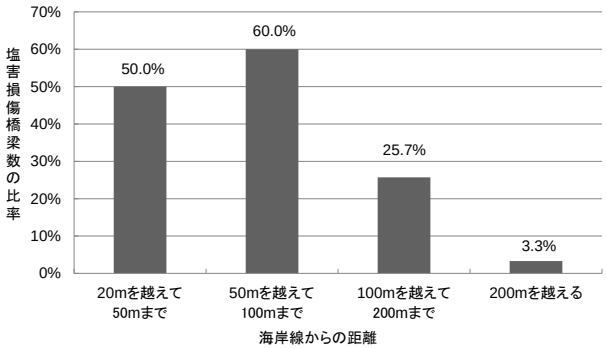


図 3-9　塩害発生状況（路線別）

1）国道 42 号（三重・和歌山県境～和歌山市）の傾向分析

a) 海岸線からの距離と塩害損傷との関係

海岸線から 200m 以内に位置する橋梁が飛来塩分による塩害の影響を受けやすいことがわかる。特に、海岸線から 100m 以内に位置する橋梁については、塩害の影響が極めて大きい。



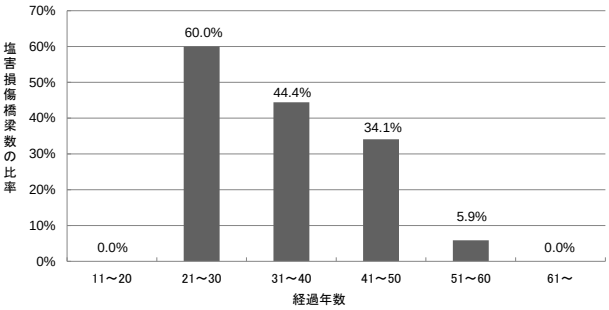
海岸線からの距離	橋梁数	塩害損傷橋梁数	損傷比率
海上部及び海岸線から20mまで	0	0	－
20mを越えて50mまで	4	2	50.0%
50mを越えて100mまで	60	36	60.0%
100mを越えて200mまで	35	9	25.7%
200mを越える	152	5	3.3%
合計	251	52	20.7%

※20mを越えて50mまでの橋梁のうち、損傷が発生していない2橋は建設後15年の橋梁である。

図 3-10 海岸線からの距離と塩害損傷発生との関係（国道 42 号）

b) 経過年数と塩害損傷との関係

海岸線から 200m 以内に位置する橋梁は、建設後の経過年数が概ね 20 年を越えると塩害による損傷が発生する可能性が高くなることがわかる。また、経過年数が増加するに従い損傷発生率が減少しているのは、既に対策が実施されているためと考えられる。



経過年数	橋梁数※	塩害損傷橋梁数	損傷比率
0～10	0	0	－
11～20	5	0	0.0%
21～30	5	3	60.0%
31～40	9	4	44.4%
41～50	44	15	34.1%
51～60	17	1	5.9%
61～	2	0	0.0%
合計	82	23	28.0%

※42号に位置し、海岸線から200m以内でかつ架設年が確認できる橋梁を対象

図 3-11 経過年数と塩害損傷発生との関係（国道 42 号で海岸線から 200m 以内の橋梁）

2）国道 161 号（敦賀市～大津市）の傾向分析

国道 161 号の塩害損傷については、飛来塩分の影響が考えられないため、橋面上への凍結防止剤散布により塩分を含む雨水や融雪水が伸縮装置から桁下に流下しコンクリート内部に浸透したことが主な原因と考えられる。

また、国道 161 号における塩害損傷は、現道のバイパスである湖西道路に位置する橋梁に集中している。これは、1986 年に開通後、冬季に雪氷対策として凍結防止剤が大量に散布され、かつ橋面水の排水対策や伸縮装置からの漏水対策が十分に実施されていなかったことが要因と推測される。

表 3-3 国道 161 号における塩害損傷橋梁数

架設竣工年	現道	新道	合計
1959	1		1
1982		2	2
1984		3	3
1985		19	19
1987		1	1
1988		3	3
合計	1	28	29

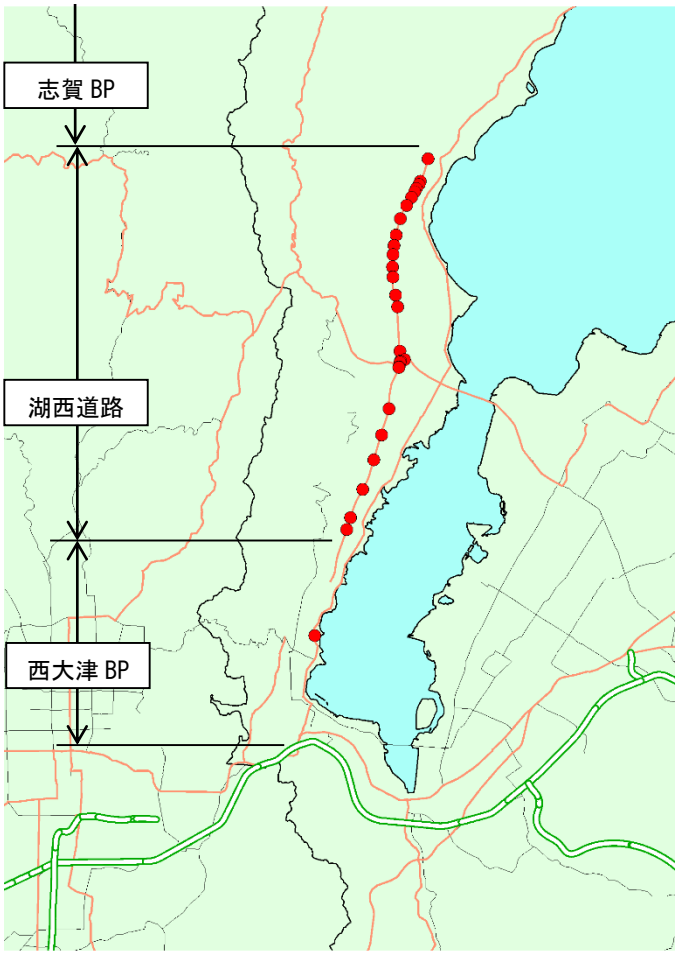


図 3-12 国道 161 号における塩害損傷橋梁の位置（丸印が塩害損傷を有する橋梁）

（３）ＡＳＲ（架設年代別）

ASR による損傷は、1970 年代前半に建設した橋梁に多く発生している。

「アルカリ骨材反応抑制対策実施要領」（国交省）が出された 1989 年以降は、ASR による損傷が激減していることがわかる。

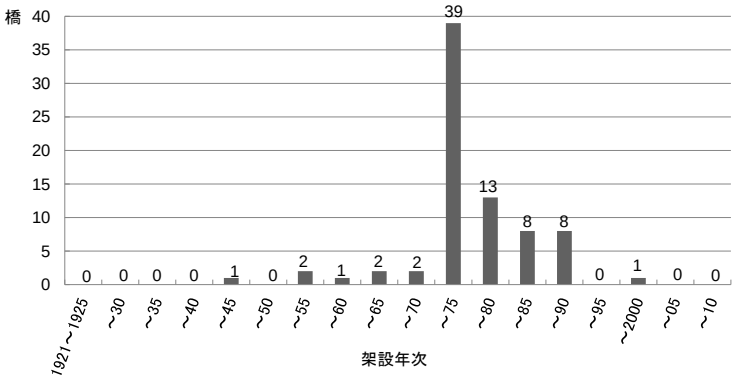


図 3-13 ASR 発生状況（架設年代別）

（４）RC 床版損傷の疲労損傷（架設年代別・大型車交通量別）

図 3-14 および図 3-15 より 1960 年～1975 年に架設された S47（1972 年）道路橋示方書適用以前の橋梁に多く、大型車交通量の増加に伴い、疲労損傷発生の可能性が高くなる傾向が見られる。

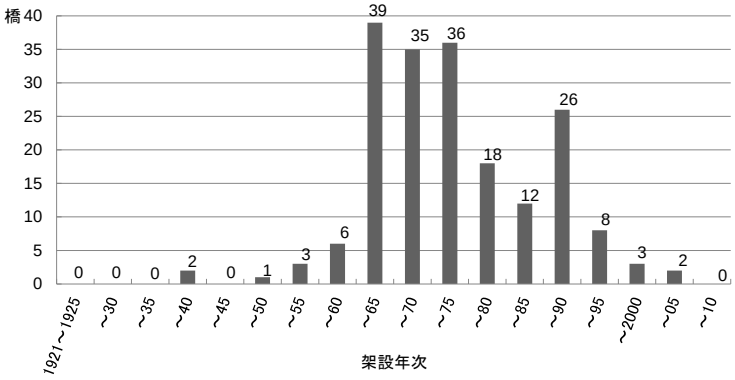


図 3-14 RC 床版の疲労損傷発生状況（架設年代別）

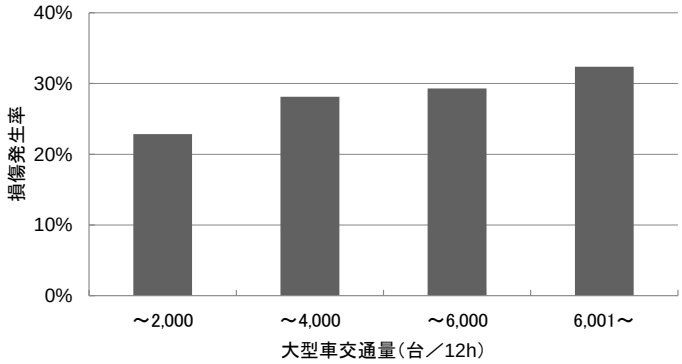
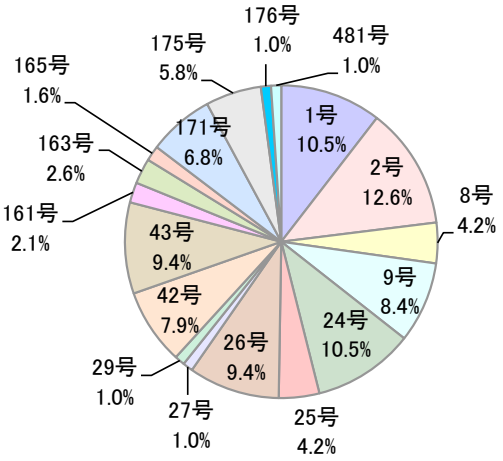


図 3-15 RC 床版の疲労損傷発生状況（大型車交通量別）

（5）RC 床版損傷の疲労損傷（路線・地域別）

図 3-16 に示すように RC 床版に疲労損傷が発生している橋梁が突出して多い路線はなく、国道 2 号、1 号、24 号、26 号、43 号で比較的多く発生している。すなわち、RC 床版損傷は地域的な偏りは余りなく、重交通の比較的多い国道 1 号、2 号まで比較的多く発生している。



路線名称	橋梁数
1号	20
2号	24
8号	8
9号	16
24号	20
25号	8
26号	18
27号	2
29号	2
42号	15
43号	18
161号	4
163号	5
165号	3
171号	13
175号	11
176号	2
481号	2
合計	191

図 3-16 RC 床版の疲労損傷発生状況（路線別）

1）国道 2 号（大阪市～兵庫・岡山県境）の傾向分析

図 3-17 に示すように国道 2 号において RC 床版に疲労を原因とする損傷が発生しているすべての橋梁を地図上にプロットした（図 3-18）。図からもわかるように、地域によって偏りが見られる。RC 床版に疲労損傷が発生している橋梁を大型車交通量と竣工年度および適用道路橋示方書に着目して分析した結果、国道 2 号は比較的大型車交通量が多いため、S47 道路橋示方書適用以降の橋梁においても疲労損傷が生じる可能性があることがわかる。

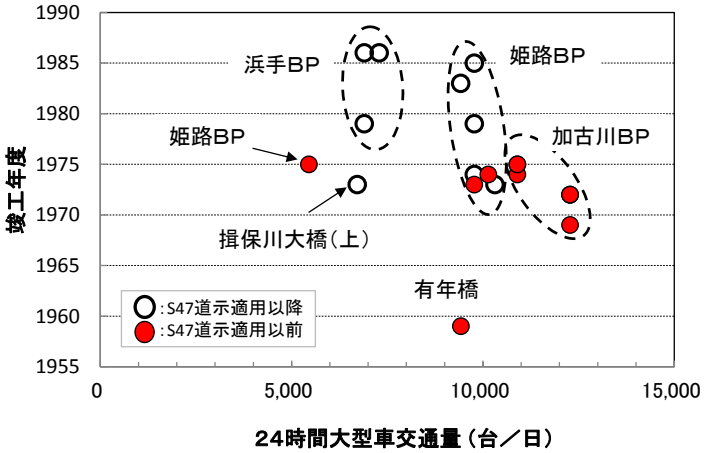


図 3-17 RC床版に疲労損傷が生じている橋梁の大型車交通量と竣工年度

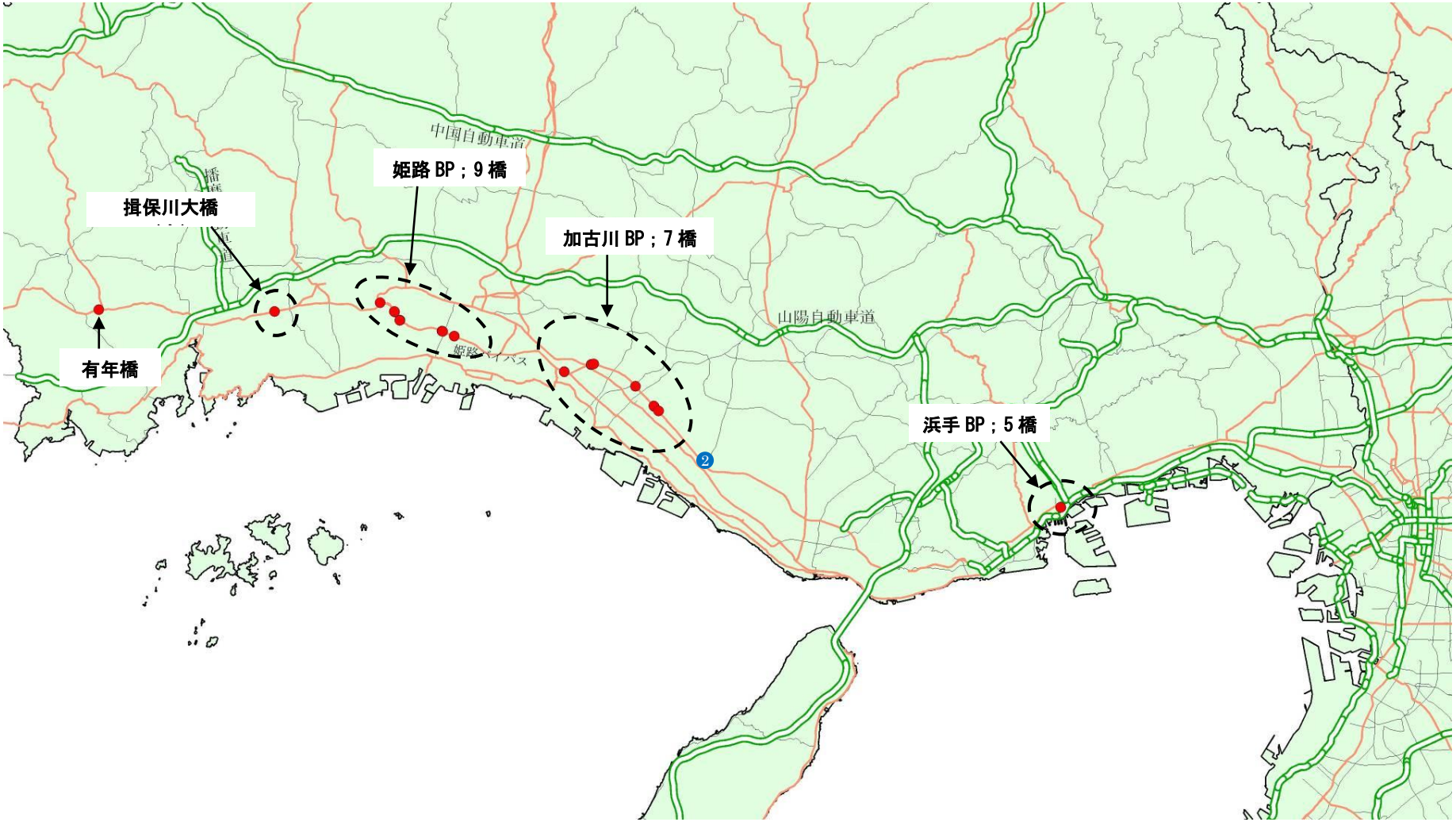


図 3-18 国道 2 号における RC 床版の疲労損傷発生状況（丸印が RC 床版の疲労損傷を有する橋梁）

（６）鋼部材の疲労亀裂（架設年代別）

鋼部材の疲労亀裂は、供用年数が 40～50 年程度の橋梁に多く、大型車交通量の増加に伴い、発生の可能性が高くなる傾向が見られる。

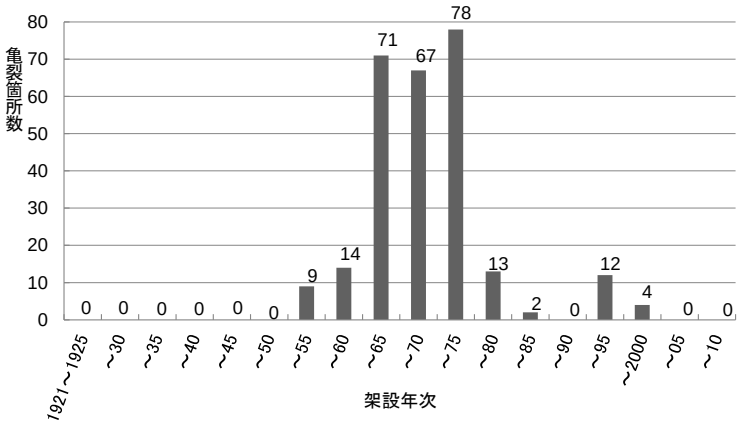


図 3-19 鋼部材の亀裂発生状況（架設年代別）

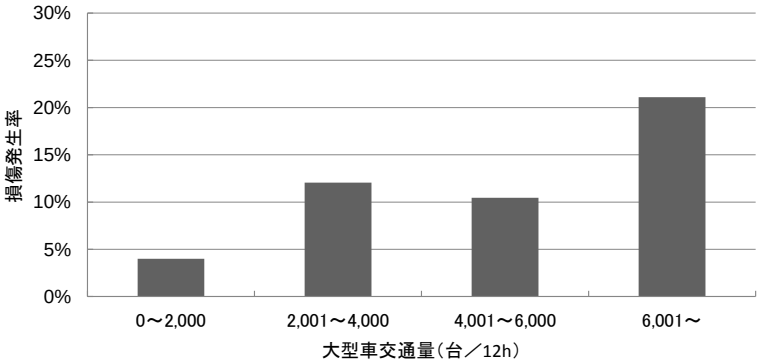


図 3-20 鋼部材の亀裂発生状況（大型車交通量別）

３－２　損傷の経年変化の分析（２巡目点検による）

部位、橋梁の架設年代、環境条件などによる劣化進行速度の差を把握するための損傷程度の経年変化を分析した。

３－２－１　分析対象

近畿地整において橋梁定期点検要領（案）（以下、H16 要領）により点検を実施した橋長 15m 以上の橋梁のうち、２巡目点検を実施済の橋梁を対象として分析する。平成 23 年度末時点の管理橋梁数と分析対象橋梁数を以下に示す（表 3-4）。

・管理橋梁数（橋長 15m 以上）　：2,018 橋（管理カルテより）
・点検実施済橋梁（橋長 15m 以上）　：1,852 橋（点検調書より）
・２巡目点検実施済橋梁数（橋長 15m 以上）　：　904 橋（点検調書より）

表 3-4　2巡目点検を実施した橋梁数の整理

		2回目								2回目点検なし	合計
		H16	H17	H18	H19	H20	H21	H22	H23		
1回目	H15	0	0	0	6	0	41	5	2	2	56
	H16	0	0	0	8	0	102	24	21	14	169
	H17	0	0	0	0	0	98	150	25	37	310
	H18	0	0	0	1	0	0	74	108	36	219
	H19	0	0	0	0	7	4	6	138	240	395
	H20	0	0	0	0	0	6	18	16	447	487
	H21	0	0	0	0	0	0	40	4	64	108
	H22	0	0	0	0	0	0	0	0	58	58
	H23	0	0	0	0	0	0	0	0	50	50
合計		0	0	0	15	7	251	317	314	948	1,852

点検間隔	橋梁数
1年	54
2年	26
3年	30
4年	316
5年	360
6年	90
7年	26
8年	2

３－２－２　分析内容および方法

（１）損傷程度の経年変化を分析

ここでは、各損傷程度の５年後の遷移をもとに２０年間の劣化の進行を試算する。橋梁の架設年代、路線別等の違いによる劣化進行の傾向の差を把握することで、優先的に対策すべき橋梁を選定し、効率的に対策することが可能となる。

（２）損傷程度の経年変化を分析

１）分析単位

分析は、橋梁点検における損傷程度の評価単位である要素単位で実施する。

２）分析手順と方法

損傷程度の経年変化に関する分析は、以下の手順で実施する。

① １回目点検時における損傷程度の評価（a,b,c,d,e）が同一である要素データを対象として、それぞれ４、５、６年後に実施した２回目点検の結果別に要素数を集計する。ここで、分析のデータ数を確保するために、点検間隔が４，５，６年のデータを５年後の点検結果として評価した（表 3-5）。

表 3-5 損傷程度別の5年後の遷移結果集計（例）

単位：要素数

損傷程度の評価区分（1回目点検）		5年後	損傷程度の評価区分（2回目点検）				
			a	b	c	d	e
a	1,000		800	150	50	0	0
b	500			400	50	30	20
c	200				170	20	10
d	100					80	20
e	10						10

② 要素数の集計結果をもとに損傷程度別の遷移確率を算出し、各損傷程度の割合の経年変化を５年単位で計算する（表 3-6）。計算例を図 3-21 に示す。

表 3-6 5年後の損傷程度別遷移確率（例）

		5年後	遷移確率				
			a	b	c	d	e
a	100%		80%	15%	5%	0%	0%
b	100%			80%	10%	6%	4%
c	100%				85%	10%	5%
d	100%					80%	20%
e	100%						100%

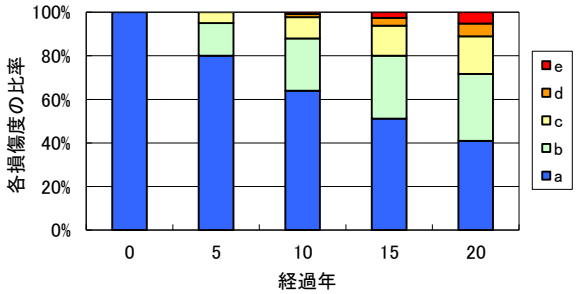


図 3-21 5年ごとの遷移確率を用いた損傷程度比率の推移（例）

３－２－３　損傷程度の経年変化の分析（２巡目点検による）

（１）鋼橋主桁／腐食／部位（桁端部、桁中間部）

鋼橋主桁の腐食について、損傷程度の経年変化を部位で比較すると、桁端部の方が桁中間部よりも劣化の進行が速い傾向が見られる。

表 3-7　部位別の鋼橋主桁腐食：損傷程度の評価区分の5年後の遷移（桁端部）

橋梁数　：251橋
径間数　：588径間
要素数　：4,098要素

損傷程度の評価区分		5年後	損傷程度の評価区分					遷移確率				
			a	b	c	d	e	a	b	c	d	e
a	2,932		2,441	362	16	110	3	83%	12%	1%	4%	0%
b	696		0	563	41	86	6	0%	81%	6%	12%	1%
c	68		0	0	55	13	0	0%	0%	81%	19%	0%
d	374		0	0	0	361	13	0%	0%	0%	97%	3%
e	28		0	0	0	0	28	0%	0%	0%	0%	100%

図 3-22　部位別の鋼橋主桁腐食：損傷程度の5年後の遷移確率

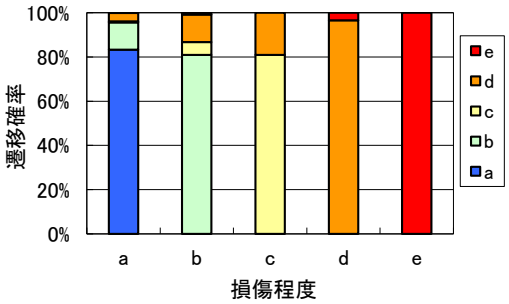


図 3-23　部位別の鋼橋主桁腐食：遷移確率に基づいた損傷程度の分布推移

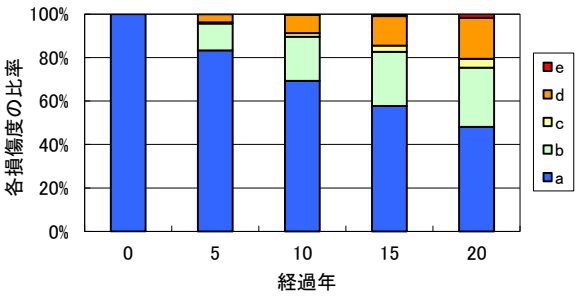


表 3-8　部位別の鋼橋主桁腐食：損傷程度の評価区分の5年後の遷移（桁中間部）

橋梁数　：245橋
径間数　：634径間
要素数　：14,989要素

損傷程度の評価区分		5年後	損傷程度の評価区分					遷移確率				
			a	b	c	d	e	a	b	c	d	e
a	13,223		12,237	911	49	25	1	93%	7%	0%	0%	0%
b	1,259		0	1,191	21	47	0	0%	95%	2%	4%	0%
c	282		0	0	269	13	0	0%	0%	95%	5%	0%
d	215		0	0	0	205	10	0%	0%	0%	95%	5%
e	10		0	0	0	0	10	0%	0%	0%	0%	100%

図 3-24　部位別の鋼橋主桁腐食：損傷程度の5年後の遷移確率

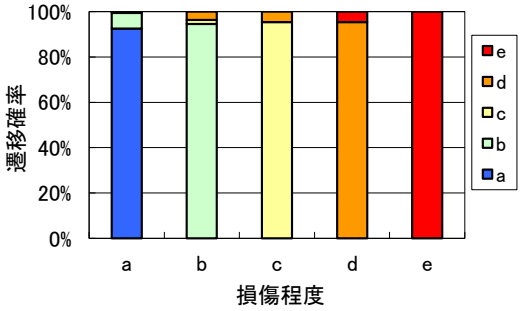
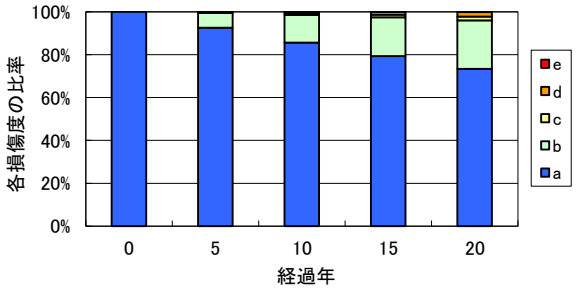


図 3-25　部位別の鋼橋主桁腐食：遷移確率に基づいた損傷程度の分布推移



（２）鋼橋主桁／腐食／塗装系（A 系、C 系）

鋼橋主桁の腐食について、損傷程度の経年変化を塗装種別で比較すると、A 系塗装の方がＣ系塗装よりも劣化の進行が速い傾向が見られる。

表 3-9 塗装系別の鋼橋主桁腐食:損傷程度の評価区分の5年後の遷移(塗装系(A 系))

橋梁数 ： 144橋
径間数 ： 369径間
要素数 ： 10,863要素

損傷程度の評価区分			損傷程度の評価区分					遷移確率				
			a	b	c	d	e	a	b	c	d	e
a	8,757	5年後	7,774	815	64	100	4	89%	9%	1%	1%	0%
b	1,563		0	1,451	54	58	0	0%	93%	3%	4%	0%
c	179		0	0	157	22	0	0%	0%	88%	12%	0%
d	342		0	0	0	337	5	0%	0%	0%	99%	1%
e	22		0	0	0	0	22	0%	0%	0%	0%	100%

図 3-26 塗装系別の鋼橋主桁腐食:損傷程度の5年後の遷移確率

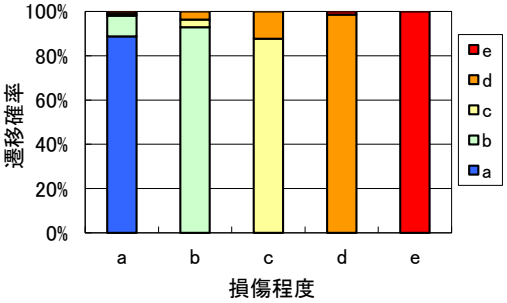


図 3-27 塗装系別の鋼橋主桁腐食:遷移確率に基づいた損傷程度の分布推移

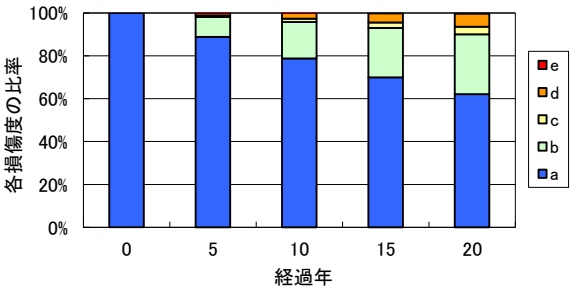


表 3-10 塗装系別の鋼橋主桁腐食:損傷程度の評価区分の5年後の遷移(塗装系(C 系))

橋梁数 : 56橋
径間数 : 129径間
要素数 : 4,621要素

損傷程度の評価区分		5年後	損傷程度の評価区分					遷移確率				
			a	b	c	d	e	a	b	c	d	e
a	4,220		4,065	128	2	25	0	96%	3%	0%	1%	0%
b	221		0	147	13	61	0	0%	67%	6%	28%	0%
c	7		0	0	7	0	0	0%	0%	100%	0%	0%
d	169		0	0	0	155	14	0%	0%	0%	92%	8%
e	4		0	0	0	0	4	0%	0%	0%	0%	100%

図 3-28 塗装系別の鋼橋主桁腐食:損傷程度の5年後の遷移確率

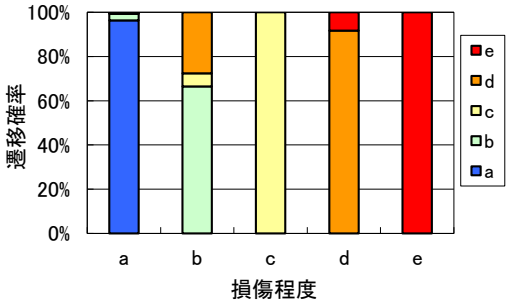
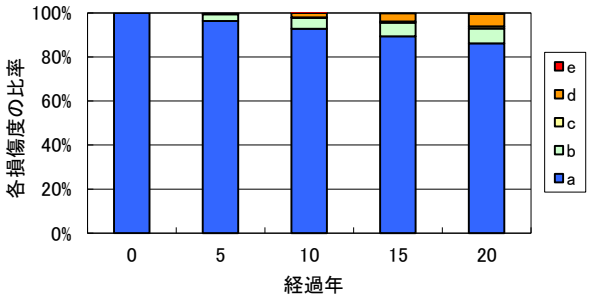


図 3-29 塗装系別の鋼橋主桁腐食:遷移確率に基づいた損傷程度の分布推移



(3) RC 橋床版/床版ひびわれ/架設年代(適用道路橋示方書の年次)[4)]

RC 床板のひびわれについて、損傷程度の経年変化を架設年代(適用道路示方書の年次)で比較すると、S55 道示適用以降の方が S47 道示適用よりもひびわれの進行速度は遅い結果となり、基準改定の効果がわかる。

S47 道示適用以前については、既に何らかの対策が実施されたことにより、ひびわれの進行速度が遅くなっていることも考えられる。

表 3-11　適用示方書年代別の床版ひびわれ:損傷程度の評価区分の5年後の遷移(S39 道路橋示方書適用前)

橋梁数　:　32橋
径間数　:　46径間
要素数　:　1,957要素

損傷程度の評価区分	
a	1,241
b	499
c	208
d	9
e	0

5年後

損傷程度の評価区分					遷移確率				
a	b	c	d	e	a	b	c	d	e
1,141	45	55	0	0	92%	4%	4%	0%	0%
0	456	43	0	0	0%	91%	9%	0%	0%
0	0	208	0	0	0%	0%	100%	0%	0%
0	0	0	9	0	0%	0%	0%	100%	0%
0	0	0	0	0	0%	0%	0%	0%	100%

図 3-30 適用示方書年代別の床版ひびわれ:損傷程度の5年後の遷移確率

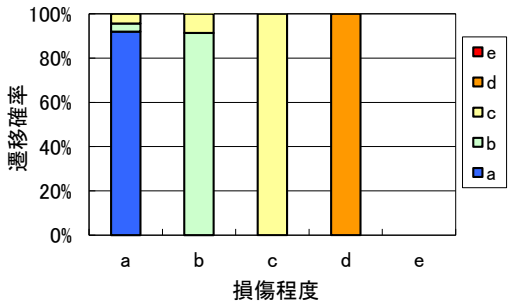


図 3-31 適用示方書年代別の床版ひびわれ;遷移確率に基づいた損傷程度の分布推移

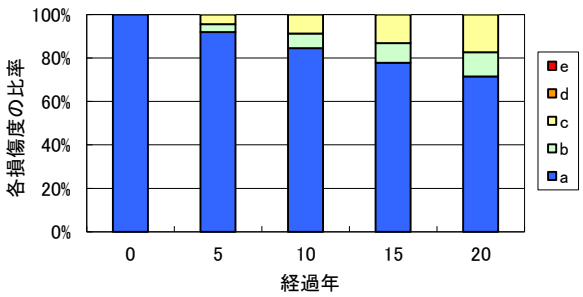


表 3-12　適用示方書年代別の床版ひびわれ:損傷程度の評価区分の5年後の遷移(S39 道路橋示方書適用以降)

橋梁数　:　46橋
径間数　:　166径間
要素数　:　5,098要素

損傷程度の評価区分	
a	2,252
b	2,192
c	520
d	133
e	1

5年後

損傷程度の評価区分					遷移確率				
a	b	c	d	e	a	b	c	d	e
2,022	207	23	0	0	90%	9%	1%	0%	0%
0	2,138	53	1	0	0%	98%	2%	0%	0%
0	0	520	0	0	0%	0%	100%	0%	0%
0	0	0	133	0	0%	0%	0%	100%	0%
0	0	0	0	1	0%	0%	0%	0%	100%

図 3-32 適用示方書年代別の床版ひびわれ:損傷程度の5年後の遷移確率

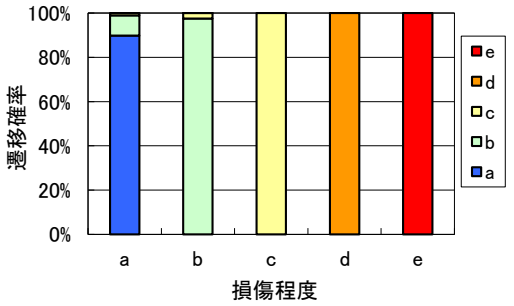


図 3-33 適用示方書年代別の床版ひびわれ:遷移確率に基づいた損傷程度の分布推移

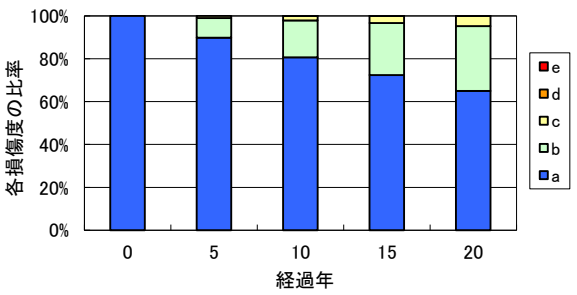


表 3-13　適用示方書年代別の床版ひびわれ：損傷程度の評価区分の5年後の遷移（S47 道路橋示方書適用以降）

橋梁数　：33橋
径間数　：56径間
要素数　：1,283要素

損傷程度の評価区分		5年後	損傷程度の評価区分					遷移確率				
			a	b	c	d	e	a	b	c	d	e
a	519		330	163	26	0	0	64%	31%	5%	0%	0%
b	439		0	404	35	0	0	0%	92%	8%	0%	0%
c	321		0	0	320	1	0	0%	0%	100%	0%	0%
d	4		0	0	0	4	0	0%	0%	0%	100%	0%
e	0		0	0	0	0	0	0%	0%	0%	0%	100%

図 3-34　適用示方書年代別の床版ひびわれ：損傷程度の5年後の遷移確率

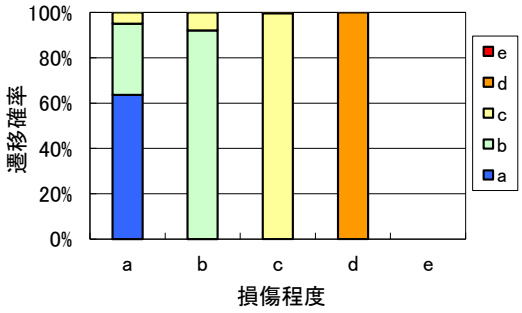


図 3-35　適用示方書年代別の床版ひびわれ：遷移確率に基づいた損傷程度の分布推移

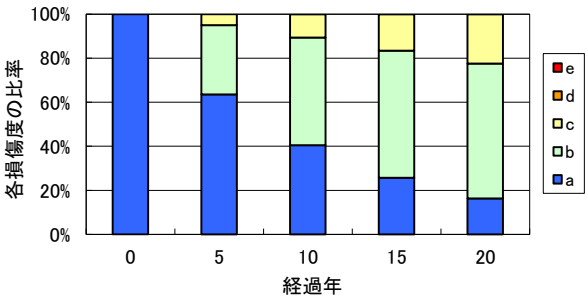


表 3-14　適用示方書年代別の床版ひびわれ：損傷程度の評価区分の5年後の遷移（S55 道路橋示方書適用以降）

橋梁数　：79橋
径間数　：218径間
要素数　：5,445要素

損傷程度の評価区分		5年後	損傷程度の評価区分					遷移確率				
			a	b	c	d	e	a	b	c	d	e
a	2,173		1,904	266	3	0	0	88%	12%	0%	0%	0%
b	2,652		0	2,566	81	5	0	0%	97%	3%	0%	0%
c	618		0	0	615	3	0	0%	0%	100%	0%	0%
d	2		0	0	0	2	0	0%	0%	0%	100%	0%
e	0		0	0	0	0	0	0%	0%	0%	0%	100%

図 3-36　適用示方書年代別の床版ひびわれ：損傷程度の5年後の遷移確率

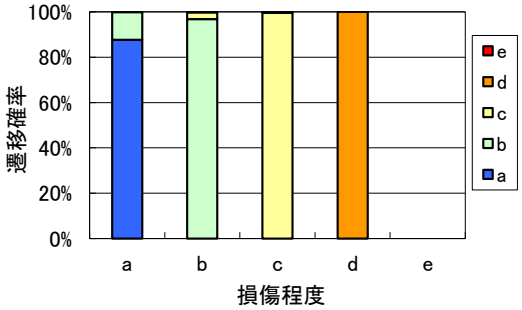
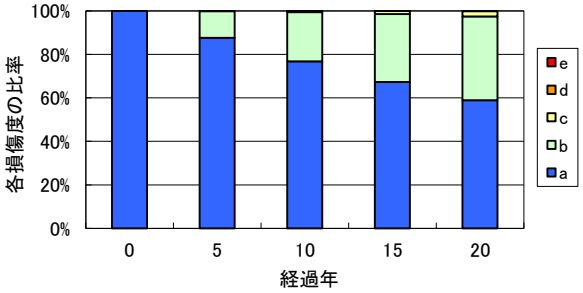


図 3-37　適用示方書年代別の床版ひびわれ：遷移確率に基づいた損傷程度の分布推移



３－３　定期点検結果の分析によりわかったこと

３－１、３－２を整理すると定期点検結果により、以下のことが明らかとなった。

①損傷発生箇所の傾向（１巡目点検結果による）

・鋼橋（鈑桁、箱桁）の主桁

「腐食」については、桁端部の方が中間部、中間支点部よりも発生頻度が高い傾向が見られる。

・鋼橋（鈑桁、箱桁）の RC 床版

「床版ひびわれ」について、張出床版よりも中間床版において発生率が高い傾向が見られる。「剥離・鉄筋露出」については、海側が多く損傷していることがわかる。

・鋼橋（鈑桁、箱桁）の鋼床版

「腐食」「防食機能の劣化」両方とも、桁端部の方が中間部、中間支点部よりも発生頻度が高い傾向が見られる。

また、張出床版の方が中間床版よりも中間部において発生頻度が高い。

・PC 橋（プレテン T 桁、ポステン T 桁）の主桁

「ひびわれ」「剥離・鉄筋露出」両方とも、桁端部の方が中間部よりも発生頻度が高い傾向が見られ、外桁の方が中桁よりも発生頻度が高い。

②管内橋梁全体の傾向

1950 年代後半から 1980 年代半ばにかけて建設された橋梁を中心に、対策区分 C 判定の比率が 50%程度と高い。

③経年変化による分析

鋼橋主桁の腐食について、損傷程度の経年変化を部位で比較すると、桁端部の方が桁中間部よりも劣化の進行が速い傾向が見られる。

鋼橋主桁の腐食について、損傷程度の経年変化を塗装種別で比較すると、A 系塗装の方が C 系塗装よりも劣化の進行が速い傾向が見られる。

RC 床版のひびわれについて、損傷程度の経年変化を架設年代（適用道路示方書の年次）で比較すると、S55 道示適用以降の方が S47 道示適用よりもひびわれの進行速度は遅い結果となり、基準改定の効果が確認できる。

【参考文献】

1)　国土交通省道路局：橋梁定期点検要領（案），2004 年 3 月

2)　尾下嘉春・神谷毅：道路橋の長寿命化に向けての取り組みについて，施工・安全管理対策部門 No.19，平成 24 年国土交通省近畿地方整備局研究発表会，2012
http://www.kkr.mlit.go.jp/plan/happyou/thesises/2012/pdf03/19.pdf

3)　国土交通省近畿地方整備局：橋梁の長寿命化修繕計画（平成 26 年版）平成 26 年 9 月

4)　多田宏行編著：橋梁技術の変遷－道路橋保全技術者のために，鹿島出版 2000 年 12 月

第４章　構造冗長性を考慮した点検の信頼性向上に係る検討

現在、橋全体の挙動と部材の機能や損傷の関係を考慮して的確な点検を実施することについては、点検を実施するものの技量に相当程度依存している。一方、近年では、実務においても、複雑な構造を有する橋の設計においては汎用の数値解析ソフトの活用も可能になってきており、点検においても、各橋梁の構造、前回点検で確認されている損傷状態を踏まえた数値解析を用いて、当該橋梁の部材の応力状態や損傷が誘引される可能性の高い箇所を予め把握することも可能と考えられる。

そこで、本章では、鋼橋の損傷として最も多い腐食や亀裂、並びに、重大事故が過去に生じており、特に慎重に点検を行うことが期待される例として鋼トラス橋の部材破断を対象に、主桁や主構の一部におけるき裂、腐食、又は破断による各部材の応力状態の変化を数値解析を使って把握することを試みた。また、鋼トラス橋については、上路形式と下路形式についてぞれぞれトラス主構部材の一つにき裂や破断が生じたときの各部材の応力状態の変化をついて、形式により違いが見られるかどうかを検討する。

４－１　計算例１：　疲労き裂を有する連続鋼鈑桁橋の残存性能

４－１－１　はじめに

国管理の橋梁を対象にして 2004 年 3 月に「橋梁定期点検要領（案）」[1)]（以下、H16 要領）が発刊され、それまで 10 年毎に行われていた点検が、新要領では供用後 2 年以内に初回を行い、2 回目以降は原則として 5 年以内に行うことが定められた。また、その点検結果は「橋梁の維持管理の体系と橋梁管理カルテ作成要領（案）」[2)]（以下、管理カルテ）により一元化することとされた。

近畿地方整備局では、H16 要領による橋梁の主要部材の対策区分判定のうち、表 4-1 に示す対策区分 C 判定の主要部材をもつ橋梁が、図 4-1 に示すように橋では、C 判定の橋梁が鋼橋全体の約 53%が該当し、PC 橋、RC 橋と比べ最も割合が高くなっている。主な損傷は腐食、き裂、床版ひび割れ等であり、特に主桁に着目すると、腐食および疲労き裂を原因とする損傷が突出している。

計算例 1 では上記の内、主桁に発生した疲労き裂に着目し、疲労き裂が確認された鋼橋を対象に、模擬したき裂の程度や位置によって橋梁全体およびき裂が確認された桁の耐荷性能や使用性能の変化、補強の緊急性および必要性について検討することを目的とする。疲労き裂を有する鋼桁の耐荷力に関する研究は、文献[3) 4) 5) 6)]で、様々な研究機関によって実験的、解析的に検討されているが、橋梁全体系で検討されている事例は少なく、文献[6)]で解析的に検討されているのみである。文献[6)]では、ここに示す計算例と同じ橋梁を対象とした橋梁全体系での FEM 解析を実施し、橋梁全体の耐荷性能や許容たわみを検討しているが、終局時の座屈挙動など桁の詳細な力学的挙動や、供用荷重下におけるき裂進

展挙動などの検討は行っておらず、補修を施す際の緊急性や必要性など診断に関する議論をできる計算結~~成~~果までは示されていない。

本研究では、上述の目的を達成するために、管理カルテより、主桁腹板に約 1.1 m の疲労き裂が発生し、E1 判定を受けた鋼 3 径間非合成連続鈑桁橋（4 主桁）を対象として、FEM による弾塑性有限変位解析を実施する。上述の文献[6)]と同様に対象橋梁の橋梁全体の残存性能として残存耐荷性能を検討するとともに、たわみに着目した使用性能も検討する。ただし、文献[6)]では検討されていない、き裂の位置や長さを変化させた解析ケースを増やしたことや、多主桁による荷重分配機能の効果およびその影響範囲も把握するとともに、最大荷重時（終局時）の桁の変形挙動を詳細に検討する。さらに、疲労き裂の進展挙動を把握するために、弾性範囲内における設計荷重下でのき裂進展の可能性を検討する。ただし、本研究では疲労き裂の発生原因の検討や耐荷力解析時の疲労き裂の延性的な進展は考慮しない。

表 4-1　対策区分の判定内容[1)]

Category	Judgement Content
A	損傷が認められないか，損傷が軽微で補修を行う必要がない．
B	状況に応じて補修を行う必要がある．
C	速やかに補修等を行う必要がある．
E1	橋梁構造の安全性の観点から，緊急対応の必要がある．
E2	その他，緊急対応の必要がある．
M	維持工事で対応する必要がある．
S	詳細調査の必要がある．

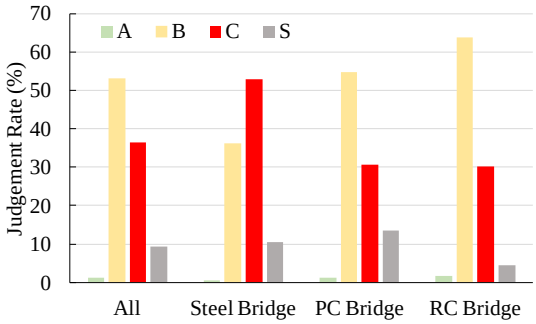
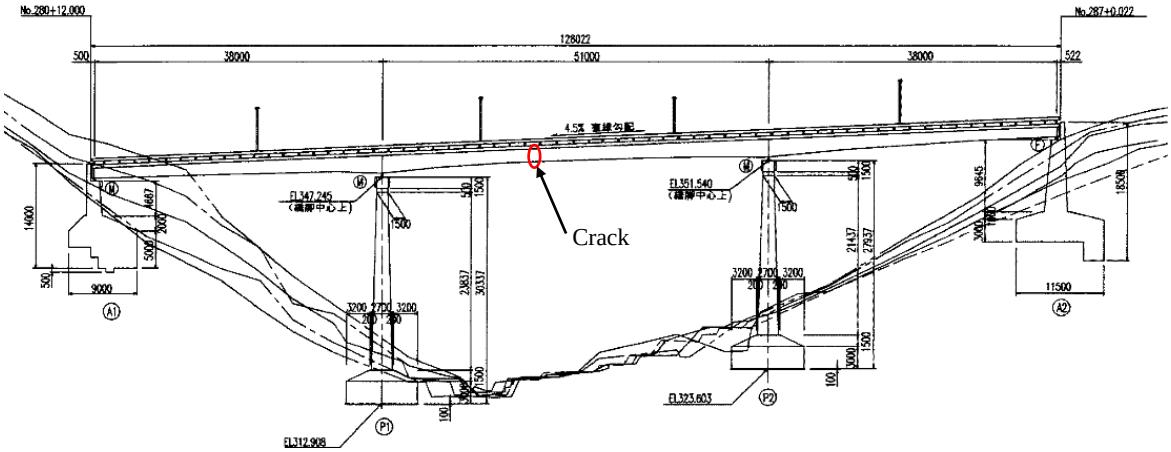
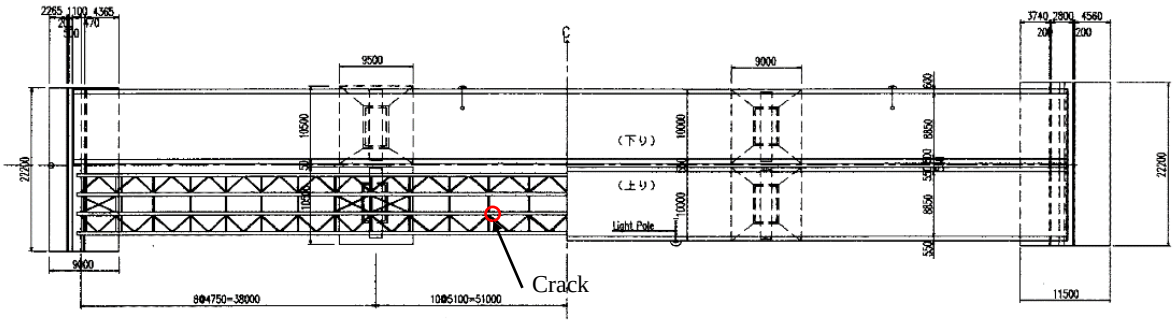


図 4-1　対策区分判定の傾向



(a) 側面図



(b)　平面図

図 4-2 対象橋梁

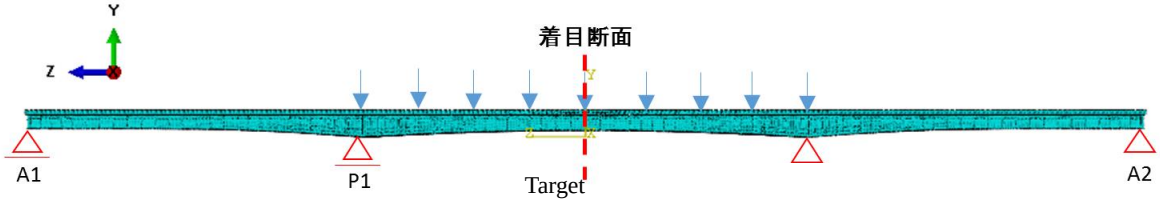
４－１－２　対象橋梁の概要

本研究で対象とする橋梁は約 40 年前に竣工された鋼 3 径間非合成連続鈑桁橋（4 主桁）である。橋梁の側面図および平面図を図 4-2 に、また、橋梁の一般的な諸元を表 4-2 に示す。本橋は過去の点検において、図 4-3 に示すように主桁腹板に疲労き裂が発見されており、すでに恒久的な補修が施されている。発見された疲労き裂は点検記録より横桁仕口溶接部から発生し、G3 桁の腹板を斜めに進展しており長さ約 1,100 mm である。

表 4-2　対象橋梁の諸元

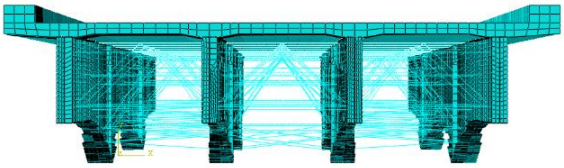
Completion Year	1972
Length(m)	38.5+51.0+38.5
Width(m)	9.95
Specification Documents	Specifications for Highway Bridges(Japan, 1962)
Structural Summary	Steel 3 Span Non-Composit Continuous Girder Bridge, 4 Girders

図 4-3　発見時の疲労き裂



Uniformly-distributed Load

(a) 解析モデルの側面図



(b) 解析モデルの正面図

図 4-4　解析モデルの概要

表 4-3　解析モデルの支持条件

Support	A1	P1	P2	A2
Support Condition	$x,y,$ θ_y,θ_z	$x,y,$ θ_y,θ_z	$x,y,$ θ_y,θ_z	$x,y,z,$ θ_y,θ_z

４－１－３　有限要素法による対象橋梁のモデル化

（１）解析モデル

解析モデルは、竣工図面に基づいて作成している。ただし、本研究では橋梁全体系の残存耐荷力を検討するため、モデル化範囲はコンクリート床版、主桁、垂直・水平補剛材、横桁、対傾構、横構とし、ガセットプレートはモデル化していない。コンクリート床版はソリッド要素、主桁および補剛材はシェル要素、横桁、対傾構、横構はそれぞれはり要素でモデル化している。コンクリート床版のヤング係数および圧縮強度はそれぞれ道路橋示方書[7]の下限値である 23,500 N/mm² および 21 N/mm² とした。鋼部材のヤング係数および降伏強度は 200,000 N/mm² および 315 N/mm²（SM50B）とした。コンクリートの材料モデルとしては、解析の収束性を良くするため、また、鋼部材に着目することから引張側のひび割れや圧縮強度以降の軟化挙動も考慮していない。また、鋼材は弾完全塑性モデルでモデル化した。

本橋梁は、非合成構造であるが、実際にはずれ止めで止められており、文献[6]でもずれ止めをばね要素でモデル化し、一体として挙動する構造としている。そのため、本研究では、モデル化の簡易化のため、コンクリート床版下面と鋼桁上フランジは、剛結としてモデル化した。

解析には、汎用有限要素解析コード ABAQUS[7] を用い、弾塑性有限変位解析を行った。作成した解析モデルを図 4-4 に示す。解析モデルの支持条件を図 4-4 および表 4-3 に示している。また、き裂のモデル化に関しては、４－１－３で詳細に述べる。

載荷方法は、最初に橋梁全体に重力加速度を与え、死荷重を載荷する。次に、図 4-4 中に示すように、疲労き裂の発見された中央径間が不利になるよう[8]に床版上面に分布荷重（0～約 25 kN/m^2）を一様に載荷し漸増させる。

（２）解析ケース

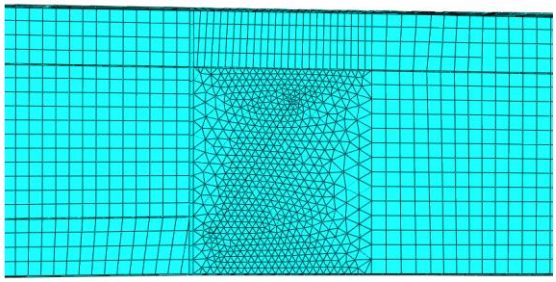
解析ケースを表 4-4 に示す。表 4-4 より、ケース名を C○-○○としている。C のあとの数字は、き裂の位置を示しており、ハイフンのあとの記号と数字は部材名（W:ウェブ、LF：下フランジ、UF：上フランジ）の頭文字とき裂長さである。したがって、健全なケースを C0、図 4-5 に示すように疲労き裂発見時のケースを C1-W1100、さらに、き裂位置とき裂長さを変化させた 5 ケース（C1-WLF300、C1-WLF1400、C1-WUF1900、C2-WLF1400、C3-WUF1900）とし、合計 7 ケースで解析を行った。この中で C2-WLF1400 および C3-WUF1900 は、き裂長さはそれぞれ C1-WLF1400 および C1-WUF1900 と同程度で、き裂位置を図 4-5(e)に示すように、それぞれ支間中央および中間支点 P1 より外側側径間の G3 桁としたケース（図中 Crack2 および Crack3）である。

（３）き裂のモデル化

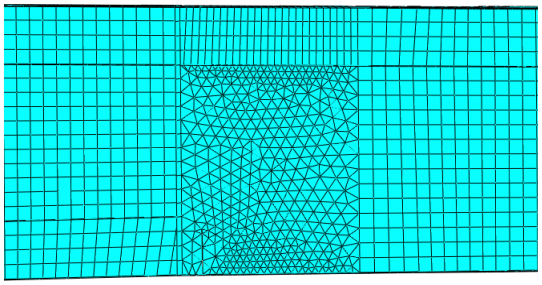
き裂は、予め 2 重節点とし、それらの節点同士を離すことでモデル化した。また、耐荷力を検討する解析に関しては、き裂先端付近の要素は細かく設定するものの、進展は考慮しないので、特に、応力拡大係数 K を高精度に算出できるようなモデル化は行っていない。き裂の進展挙動を検討するモデル（C1-W1100 および C1-WLF1400）のみ、耐荷力解析とは別にき裂先端回りの要素分割を図 4-6 のように設定し、き裂先端回りで閉曲線積分を行い、応力拡大係数 K を精度良く算出する。このき裂回りの解析モデル化に関しては、過去の研究成果[9]に基づいて行っている。

表 4-4　解析ケース

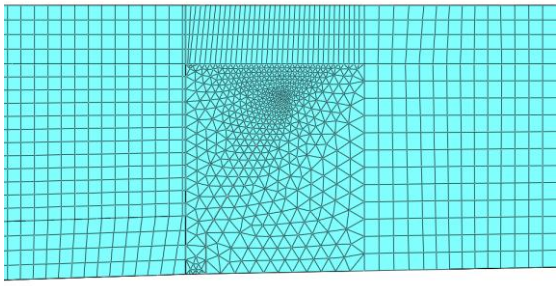
Analysis Case	Bridge Members with Crack	Crack Length (mm)	Crack Location in the Bridge
C0	-	-	-
C1-W1100	Web	1,100	4th panel Inner from P1 Support
C1-WLF300	Web and Lower Flange	300	
C1-WLF1400	Web and Lower Flange	1,400	
C1-WUF1900	Web and Upper Flange	1,900	
C2-WLF1400	Web and Lower Flange	1,400	Center of Bridge
C3-WUF1900	Web and Upper Flange	1,900	3rd panel Outer from P1 Support



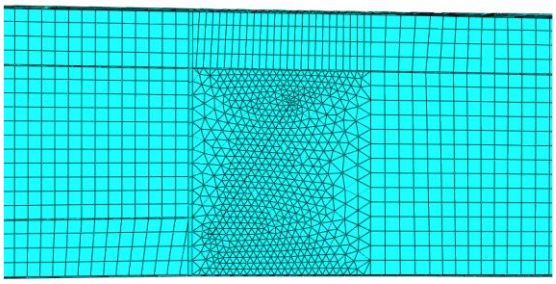
(a) C1-W1100



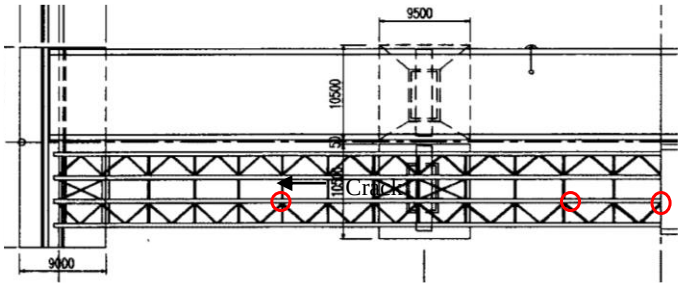
(b) C1-WLF300



(c) C1-WLF1400 もしくは C2-WLF1400



(d) C1-WUF1900 もしくは C3-WUF1900



(e) き裂の位置

図 4-5　き裂のモデル化

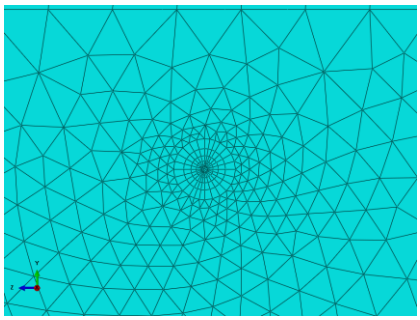


図 4-6　K 値を算出する解析ケースのき裂の先端

４－１－４　結果および考察

（１）残存耐荷性能

図 4-4 中に示すように、着目断面を中央径間（P1～P2）の支間中央とし、図 4-7 および図 4-8 にそれぞれ各ケースの着目断面における床版上面の平均たわみと全桁の合計支点反力の関係、同様に着目断面における G3 桁下フランジの平均たわみと G3 桁の合計支点反力を示す。なお G3 桁は解析において、き裂を再現した桁である。また、表 4-5 には耐荷力解析の結果をまとめている。

表 4-5 および図 4-7 より、スパン中央にウェブから下フランジにかけて 1,400mm のき裂を有する C2-WLF1400 のケース以外は橋梁全体系では耐荷力の低下、剛性の低下はほとんど見られない。次に G3 桁のみに着目すると、表 4-5 および図 4-8 より C0 ケースに比べ、き裂のあるケースでは最大荷重時において支点反力の低下が確認できる。しかしながら C1 シリーズでは、 C0 ケースに対し、低下率はそれぞれ約 2 %、4 %、10 %および 2 %である。C2 および C3 のき裂のケースでも、約 11%および約 1%の低下である。さらに図 4-9 に着目断面における G3 桁下フランジの平均たわみとき裂を有するパネルに最も近い G3 の P1 における支点反力の関係を示す。図 4-8 と同様に C0 ケースに比べ、き裂のあるケースは最大荷重時において支点反力の低下が確認できる。しかし、これらも C0 ケースに対し、それぞれ約 3 %、6 %、13 %、4%、12 %および 3 %の低下である。

このように耐荷力に大きな変化がない理由として、終局時の崩壊がすべて同じということが考えられる。そこで、図 4-10 に最大荷重時における各ケースのミーゼス応力コンター変形図を示す。図では、き裂が発生した主桁に着目するため、床版を除外して示している。また、変形倍率を 10 倍としている。これらの図より、すべての解析ケースで、中間支点より外側の径間の下フランジおよびウェブで座屈が生じていることがわかる。このことより、この橋梁は中央径間ではなく側径間で座屈し終局状態を迎えるため、中央径間でき裂が生じたケースでは、最大耐荷力にあまり大きな影響を及ぼさなかったと考えられる。また、負曲げを受ける座屈位置付近に上フランジまでき裂が進展した C3-WUF1900 ケースでも、床版がある影響で、き裂が大きく開口していない。これは、上フランジの引張力は床版で受け持っているためと考えられる。ただし、本研究ではコンクリートの引張ひび割れを再現できる材料モデルとなっていないため、最大荷重に大きな変化が見られなかったと考えられる。次に、健全モデルである C0 ケースは曲げモーメントが最大となる支間中央において、内桁 2 本ともに下フランジが降伏点以上（315 N/mm^2、SM50B）となっている。腹板にき裂がある C1-W1100 についても、同様の箇所において内桁 2 本の下フランジが降伏点以上となっている。しかし、降伏点に達している範囲が異なり、き裂がある G3 桁はき裂のない G2 桁に比べ、その範囲が小さい。これは、き裂により桁に作用する曲げモーメントが低下したためと考えられる。また、き裂がある位置の応力分布は、腹板が不連続であるため、下フランジが分担する応力が増加し、降伏点以上となっている。次に、下フランジまでき裂が貫通している C1-WLF300 では、き裂がない G2 桁の下フランジは降伏点に達しているが、き裂

がある G3 桁の下フランジは降伏点に達していない。これは C1-W1100 と同様に、下フランジが不連続であるため、腹板の分担応力が増加し、腹板で降伏点に達したためと考えられる。また、C1-WLF1400 ではき裂のない G1、G3 および G4 桁も降伏点を超えていることがわかる。次に、C1-WUF1900 では、G3 以外の桁では、C1-WLF1400 と同じような応力分布であるが、G3 桁では、下フランジが降伏していることがわかる。このことから、下フランジが連続しており、荷重に抵抗するため、健全なケースに比べ耐荷力があまり低下しなかった原因と考えられる。さらに、C2-WLF1400 では、き裂が大きく開口し、他の桁で大きな範囲で塑性化していることがわかる。一方、C3-WUL1900 では、負曲げ区間であるため、上フランジ側に引張応力が発生するが、き裂は開口していない。これは床版の影響であると考えられる。

これらの結果より、本橋梁は連続桁であることから正曲げおよび負曲げを受けているため、引張応力を大きく受ける位置でもコンクリート床版があるような場合は、き裂が開口せず、耐荷力の極端な低下が避けられたと考えられる。ただし、本検討では、コンクリートのひび割れによる不連続化などの影響は考慮していない。

図 4-11 及び図 4-12 に、全支点反力に対する各桁の全支点反力の負担比率および各桁における P1 の支点反力の負担比率をそれぞれ示す。この結果から、G3 桁へのき裂の発生により、C0 に比べ C1-W1100 および C1-WLF300 では G2 桁および G3 桁の反力負担率は低下している。代わりに、外桁である G1 桁および G4 桁の反力負担率が増加している。しかし、G2 桁および G3 桁の反力負担率の減少量は非常に小さく、1 %に満たない。一方、C1-WLF1400 や C2-WLF1400 では、C0 に比べ G3 桁以外の反力負担率は大きく増加している。

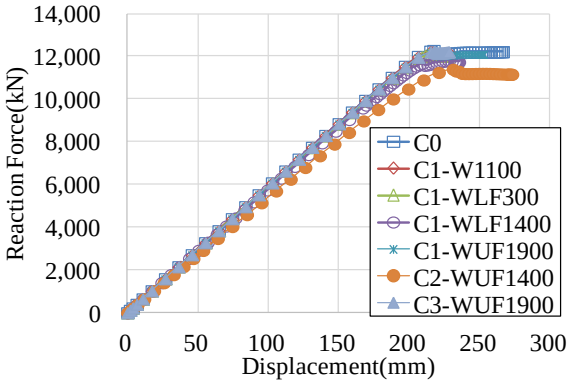


図 4-7　全支点反力ー着目断面平均たわみ関係

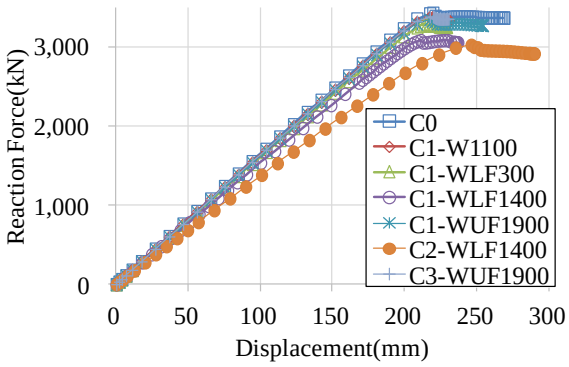


図 4-8　G3 桁全支点反力ー着目断面 G3 桁たわみ関係

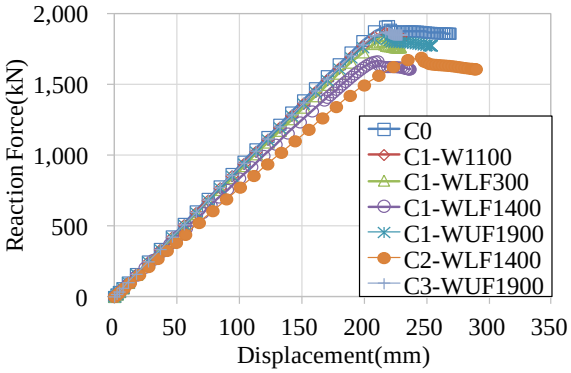


図 4-9　G3 桁 P1 支点反力ー着目断面 G3 桁たわみ関係

表 4-5　耐荷力解析結果

Analysis Case	Max. Reaction Force (kN)		
	ALL	G3 (ALL)	G3 (P1)
C0	12,294	3,425	1,916
C1-W1100	12,239	3,366	1,863
C1-WLF300	12,114	3,289	1,809
C1-WLF1400	11,680	3,079	1,666
C1-WUF1900	12,194	3,342	1,848
C2-WLF1400	11,413	3,020	1,691
C3-WUF1900	12,248	3,375	1,866

（２）残存使用性能

本橋梁の使用性能を検討することを目的として、設計荷重載荷時の各桁中央および床版中央のたわみを算出した結果を表 4-6 に示す。

この表より、いずれのケースであっても、中央径間の許容たわみ [10]（L/500）102mm 以下であることがわかるが、健全な C0 ケースに比べ、き裂のあるケースでは、G2 および G4 桁でたわみが大きくなっていることがわかる。これは、き裂を有する G3 桁に比べ、荷重の負担が増大し、たわみも増加したためと考えられる。

次に、C1-W1100 および C1-WLF1400 のケースで、中央径間に等分布載荷した場合のき裂先端位置での応力拡大係数 K を算出した。また、その K 値を応力拡大係数範囲ΔK として、図 4-13 に支点反力との関係を示している。

図 4-13 より、荷重が増加するにしたがい、ΔK は大きくなっているが、必ずしも線形的な関係ではなく、ある荷重から徐々に増加率がおおきくなっていることがわかる。ただし、設計荷重時では、いずれのケースにおいても、文献 [11] における最安全設計曲線及び平均設計曲線での下限界応力拡大係数ΔKth より小さく、き裂が進展しないという結果となった。しかし、設計荷重を超えてくると C1-WLF1400 のケースでは、ΔKth を上回り始め、急激にΔK が大きくなることから、注意が必要である。

これらの結果より、き裂がより大きい引張応力を受けるところに存在する場合、き裂進展速度が大きくなることや上述したように、荷重とΔK との関係が必ずしも線形的ではない

ことに注意が必要であることがわかった。

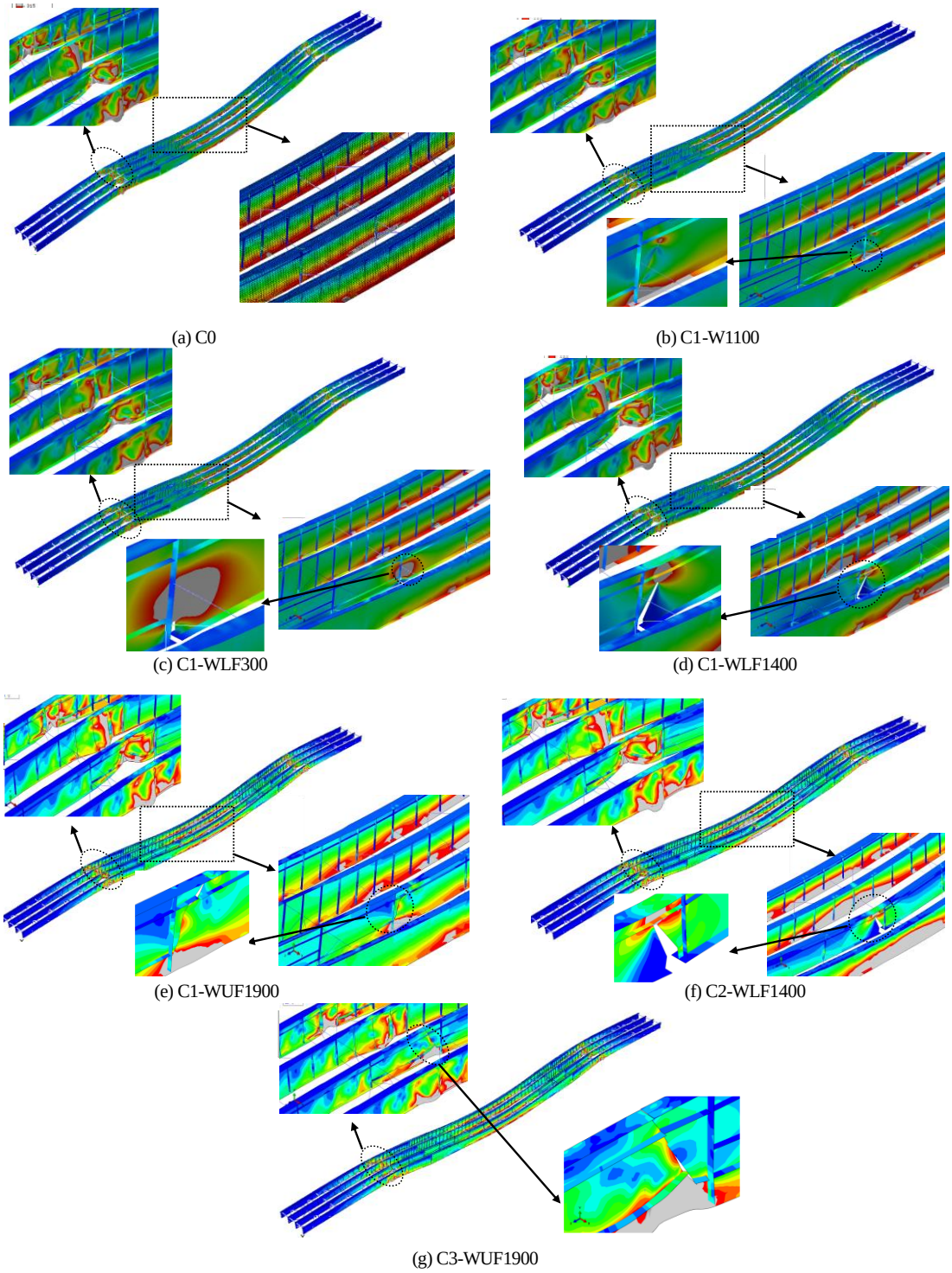


図 4-10 ミーゼス応力コンター変形図（変形倍率 10 倍）

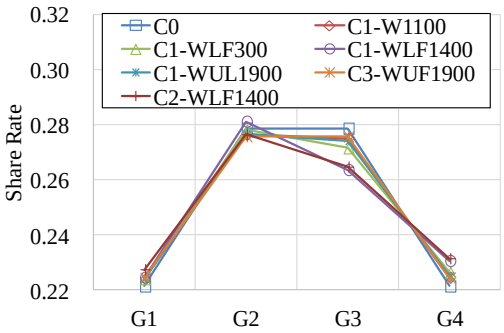


図 4-11　全支点反力に対する各桁の負担比率

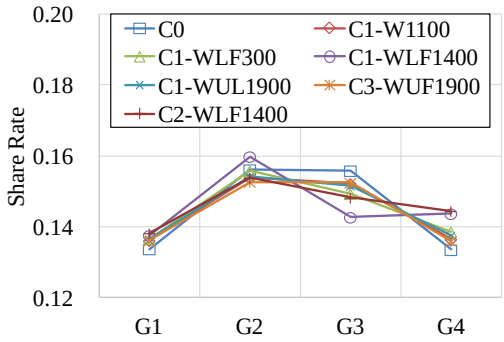


図 4-12　P1 支点反力に対する各桁の負担比率

表 4-6　設計荷重時のたわみ（単位：mm）

Analysis Case	Displacement at Middle of Span				
	G1	G2	G3	G4	Slab
C0	33.0	34.0	34.0	33.0	33.7
C1-W1100	33.1	34.0	34.0	33.1	33.7
C1-WLF300	33.2	34.1	34.1	33.3	33.8
C1-WLF1400	33.6	34.7	34.7	34.3	34.4
C1-WUF1900	33.1	34.0	34.0	33.1	33.7
C2-WLF1400	34.4	36.4	38.8	36.1	36.7
C3-WUF1900	33.1	34.0	34.0	33.1	33.7

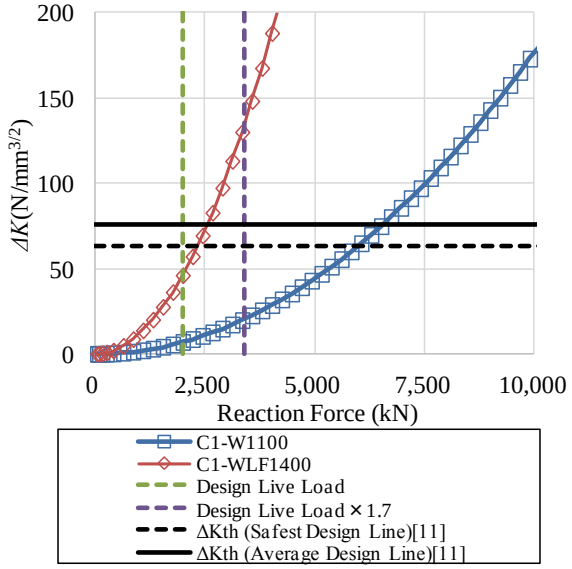


図 4-13　応力拡大係数範囲 ΔK と支点反力との関係

４－１－５　まとめ

本節では、き裂損傷を有する鋼橋の残存性能を検討するために、実際に大きな疲労き裂が見つかった橋梁全体を FEM でモデル化し、その耐荷性能および使用性能を解析的に検討した。本研究で得られた結果を以下にまとめる。

1) き裂がウェブのみに進展している場合は、耐荷性能にあまり影響がないが、大きな引張応力が作用する部材や位置にき裂がある場合は、そのき裂が橋梁全体の耐荷性能に影響を及ぼすことがわかった。
2) き裂が生じた桁で支点反力が減少した場合、隣の桁や床版に応力が流れ、荷重を負担するため、橋梁全体系での耐荷力の大きな減少がなかったと考えられる。
3) 使用性の検討として許容たわみとの比較を行った結果、どのケースでも、許容たわみを満足するが、き裂の程度や位置によって、その影響が違うことがわかった。
4) き裂先端の応力拡大係数を算出し、き裂進展性を検討した結果、下フランジまで貫通する疲労き裂があった場合、設計荷重以上の荷重が作用すると、応力拡大係数が設計下限値を上回り急激にき裂進展する可能性が高まることがわかった。
5) 本研究では、耐荷力を検討する際に床版のコンクリート材料のひび割れ進展やき裂の延性的な進展のモデル化が現実的なモデルではなかったため、今後はそれらを踏まえた解析の高精度化が必要である。

４－２　計算例２：　桁端に腐食を有する合成桁橋の残存性能

４－２－１　はじめに

４－１－１に述べたように、鋼橋の主な損傷は、腐食、き裂、床版ひび割れ等であり、特に主桁に着目すると、疲労き裂を原因とする損傷とともに腐食による損傷が突出している。

これまでにも腐食損傷を有する鋼桁の耐荷力に関する研究[12),13),14),15),16)]や、その補修・補強効果に関する研究[17),18)]は様々な研究機関において実施されているが、そのほとんどは主桁一本のみを対象としたものであり、橋梁全体系を対象として残存性能を検討し、補修補強の緊急性や必要性について議論した研究事例はほとんどみられない。特に、多主桁橋では、荷重分担機能により支点反力が再配分されると考えられ、補修補強の緊急性および必要性を検討する際には、多主桁による荷重分配機能の効果や分配された荷重により生じ得る損傷について検討しておく必要があると考えられる。

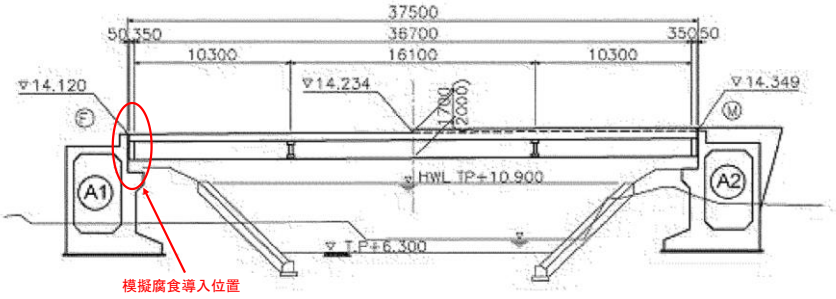
そこで、本研究では定期点検において実際に腐食が確認された合成鈑桁橋をモデル橋梁として、腐食による断面欠損の範囲および板厚減少量をパラメータとした FEM による弾塑性有限変位解析を実施し、対象橋梁全体の残存性能および支点反力の分担比率の変化について検討する。

４－２－２　対象橋梁の概要

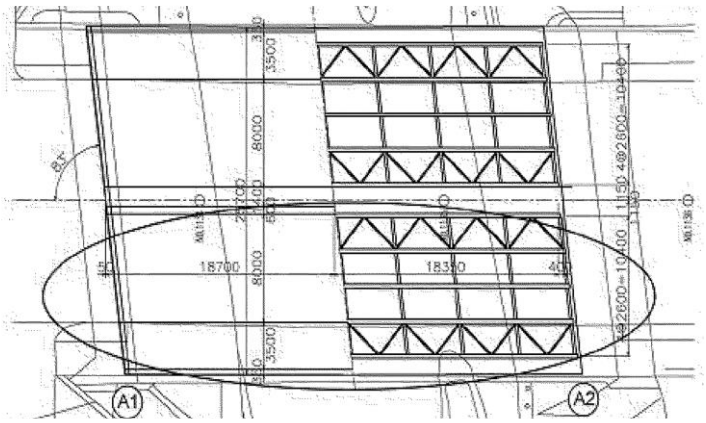
本研究では、1971 年に竣工された橋齢約 40 年の鋼単径間合成鈑桁橋をモデル橋梁とした。橋梁の平面図および側面図を図 4-14 に、橋梁の一般的な諸元を表 4-7 に示す。

本橋は、図 4-14 に示すように、上下線ともに 5 主桁橋であり、車道部（幅員 8m）の片側に幅員 3.5m の歩道部を有している。

なお、過去の点検において図 4-15 に示すように主桁フランジに腐食損傷が発見されている。発見された腐食損傷は、点検記録より損傷の深さは大、損傷の面積は小と判定されている。



(a)　側面図



(b)　平面図

図 4-14　対象橋梁

表 4-7　対象橋梁の諸元

Completion Year	1971
Length(m)	37.5
Width(m)	12.45
Standard	Specifications for Highway Bridges(Japan, 1962)
Structure	Steel Single Span Composite Girder Bridge, 5 Girders

図 4-15　腐食の発生状況

４－２－３　有限要素法による対象橋梁のモデル化

（１）解析モデル

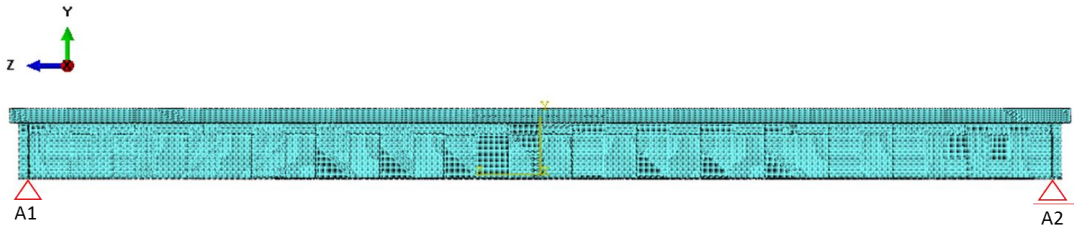
本節では前節に示した橋梁をモデル橋梁とし、汎用有限要素解析コード ABAQUS[7] を用いた弾塑性有限変位解析を実施した。本研究で用いた解析モデルの概要を図 4-16 に示す。また、境界条件として拘束した自由度を表 4-8 に示す。

この解析モデルは、竣工図面に基づいて作成しており、図 4-16 に示すように、コンクリート床版、主桁、垂直・水平補剛材、横桁、対傾構、および横構をモデル化している。なお、橋梁系全体の残存性能を評価することを目的としているため、横構および対傾構取り付け位置のガセットプレートはモデル化していない。

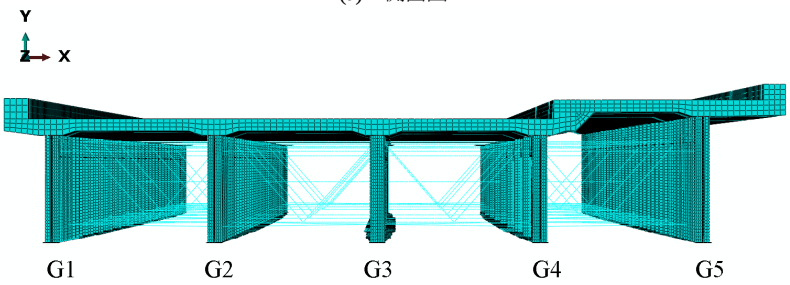
コンクリート床版にはソリッド要素を、主桁および補剛材にはシェル要素を、横桁、対傾構、および横構には、梁要素を用いてモデル化している。

解析モデルの床版厚は、車道部および歩道部ともに 190mm である。主桁高さは、G1 桁～G4 桁が 1,700mm であり、歩道側の G5 桁は 2,000mm である。上フランジの最大幅は、G1 桁～G4 桁が 370mm、G5 桁が 380mm である。下フランジの最大幅は、G1 桁が 500mm、G2～G4 桁が 680mm、G5 桁が 490mm である。

コンクリート床版のヤング係数および圧縮強度はそれぞれ道路橋示方書[10] の合成桁における下限値である 23,500N/mm² および 27N/mm² とし、スミアドひび割れコンクリートモデル [7] を用いている。鋼部材は、完全弾塑性とし、ヤング係数および降伏強度 200,000N/mm² および 315N/mm²（SM50B）とした。なお、コンクリート床版と主桁の界面は完全結合とした。



(a)　側面図



(b)　断面図

図 4-16　解析モデルの概要

（2）解析ケース

本研究では、腐食位置、腐食範囲、腐食減肉量の 3 つをパラメータとして解析モデルを作成した。解析ケース一覧を表 4-9 に示す。

case1 は、腐食のない健全なモデルであり、case2～case9 は模擬腐食を有するモデルである。腐食は、図 4-16(a)に示した A1 支承側桁端の下フランジ、腹板および支点上補剛材に再現した。なお、本研究では、腐食の程度が橋梁全体の残存性能に与える影響を検討することに主眼を置いているため、腐食損傷の発生原因および詳細な腐食形状は考慮しておらず、損傷箇所の板厚中心に対して両面から板厚を減少させることで腐食を模擬した。

表 4-9 の腐食位置の欄に記載している片側とは、腹板を境として片側の支点上補剛材および下フランジに模擬腐食を導入したことを表しており、両側とは、両側の支点上補剛材および下フランジ全幅に模擬腐食を導入したことを表している。なお、腹板に関しては、これらのいずれのケースでも板厚中心に対して両面に模擬腐食を導入している。

表 4-9 の腐食範囲小は、図 4-17 に示すように下フランジ上面から高さ 100mm の範囲に、腐食範囲大は、腹板全高に模擬腐食を導入している。腐食範囲の橋軸方向長さは、いずれのケースも支点上補剛材を基点として 350mm の範囲としている。なお、腐食による板厚減少量は、板厚 t の 1/2 と 3/4 の 2 ケースとした。

表 4-8 解析モデルの拘束条件

Support	A1	A2
Support Condition	x,y,z	x,y,
	θ y,θ z	θ y,θ z

表 4-9 解析ケース

Case	腐食位置	腐食範囲	腐食減肉量
1	腐食なし		
2	G1桁片側	小	1/2
3	G1桁両側	小	1/2
4	G1～G4桁両側	小	1/2
5	G1～G5桁両側	小	1/2
6	G1桁両側	大	1/2
7	G1桁両側	小	3/4
8	G1～G4桁両側	大	1/2
9	G1～G4桁両側	小	3/4

（3）載荷手順

本解析では、鉛直方向と水平方向の 2 方向の荷重に対して残存性能を検討した。

鉛直方向載荷のケースでは、最初に橋梁全体に死荷重を載荷し、その後、図 4-18 に示すように床版上面に鉛直方向に強制変位を単調増加させた。なお、強制変位は、スパン中央および支点直上に与える 2 ケースについて検討した。

水平方向載荷のケースでは、最初に橋梁全体に死荷重を載荷し、その後、図 4-19 に示すように、G5 桁（歩道側）地覆側面に橋軸直角方向の水平等分布荷重を単調漸増載荷した。

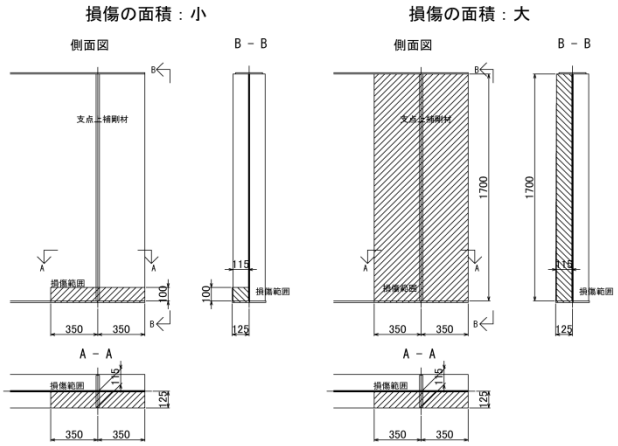
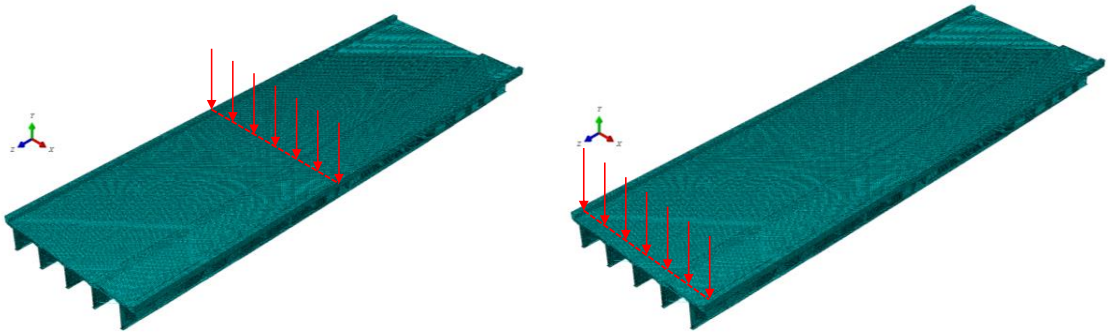


図 4-17　腐食範囲の定義



(a)　スパン中央載荷　　(b)　支点直上載荷

図 4-18　鉛直方向載荷時の強制変位作用位置

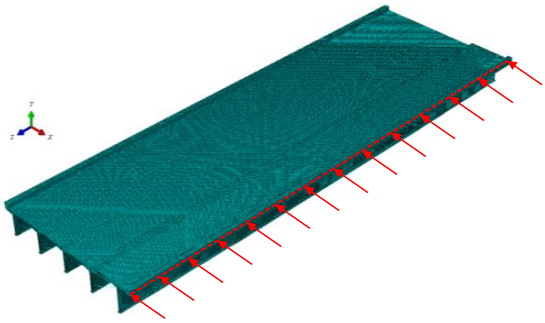


図 4-19　水平方向荷重作用位置

４－２－４　解析結果および考察

（１）スパン中央鉛直方向載荷における崩壊モード

解析結果の一例として、スパン中央に鉛直方向強制変位を載荷した場合の各限界状態における支点反力を表 4-10 に示す。また、各限界状態におけるミーゼス応力のコンター図の例を図 4-20 に示す。

いずれの解析ケースでも、図 4-20(a)に示すように強制変位載荷位置であるスパン中央付

近のコンクリート床版上面が圧壊して解析が終了した。なお、床版圧壊時の鉛直支点反力は6,500kN 程度であり、腐食位置、腐食範囲、および腐食減肉量による差異は認められなかった。主桁の応力分布に着目すると、模擬腐食を導入していない健全な case1 では、図 4-20(b)に示すように、床版が圧壊する直前にスパン中央付近の下フランジ近傍が降伏し、桁端部で降伏することはなかった。

一方、模擬腐食を導入した解析ケースでは、図 4-20(c)～(e)に示すように、腐食を導入した桁の端部に局所的な降伏領域が確認された。複数の桁に模擬腐食を導入した case4 および case5 や、腐食減肉量を 3t/4 とした case7 では、スパン中央より先に桁端部に局所的な降伏領域が生じたが、桁端部の降伏領域はほとんど拡大することもなく、スパン中央の床版上面が圧壊するまで桁端部に顕著な座屈変形等も見られなかった。

なお、G1 桁のみに t/2 程度の腐食減肉を再現した解析ケース（たとえば case2 や case6）でも、桁端部に局所的な降伏領域が認められたものの、スパン中央付近の桁の降伏が先行しており、桁端部の降伏領域が拡大することはなかった。

以上の結果から、桁端部に腐食が生じた場合、桁端部近傍が降伏するものの、他の健全な桁に荷重が再分配されるため、鉛直荷重下における橋梁全体の崩壊挙動あるいは残存性能に与える影響はほとんどないと考えられる。

（２）スパン中央鉛直方向載荷における鉛直支点反力―平均たわみ関係

スパン中央に鉛直方向強制変位を載荷した場合の支点反力とたわみの関係を、腐食位置、腐食範囲、および腐食減肉量の比較項目ごとに整理して、それぞれ図 4-21(a)、(b)、および(c)に示す。

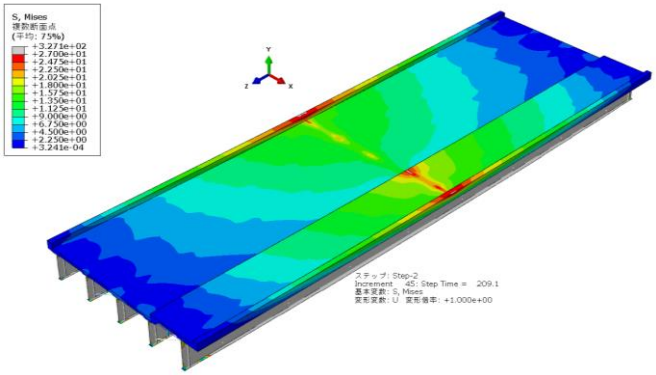
図の縦軸は支点 A1 および A2 における G1 桁～G5 桁の支点反力の総合計を表しており、横軸はスパン中央断面における G1 桁～G5 桁の下フランジの平均たわみを表している。また、図中の Design Stiffness は床版の有効幅を用いて算出した各桁の設計剛性の平均値を、Design Force は死荷重および B 活荷重 [10] を作用させた場合の支点反力を、Allowable Deflection は許容たわみ [10] を表している。

図 4-21(a)～(c)より、いずれの解析ケースでも B 活荷重を想定した設計支点反力以下の範囲では、許容たわみを下回っていることが確認できる。

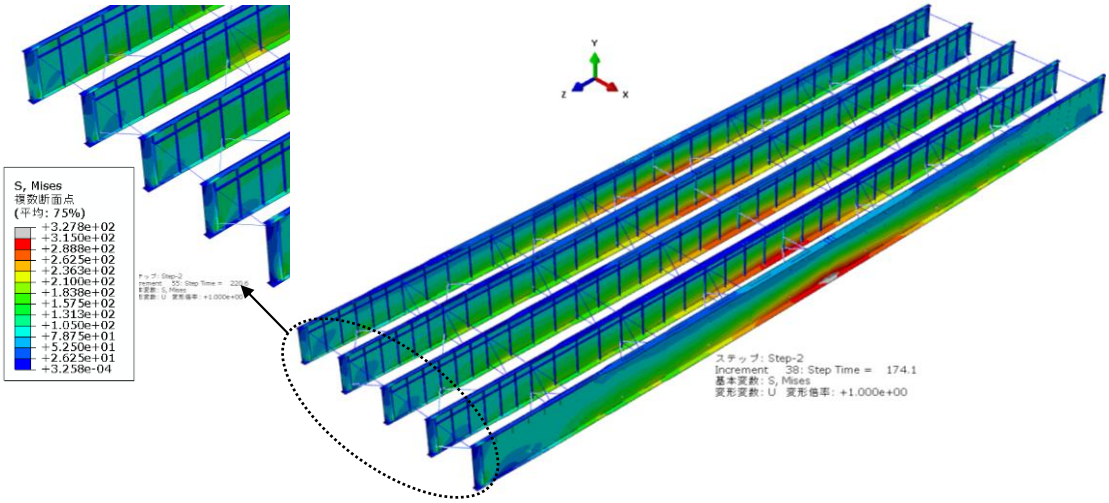
また、剛性に着目すると、いずれの解析ケースでも設計剛性を上回っていることがわかる。これは、設計剛性を計算する際には考慮してない地覆および有効幅範囲外の床版が寄与しているためと考えられる。さらに、各解析ケースを比較すると、いずれの解析ケースでも剛性の変化は見られず、本研究で想定した腐食程度では、橋梁系全体の剛性に与える影響はほとんどないことがわかる。

表 4-10 スパン中央鉛直載荷時の合計鉛直支点反力

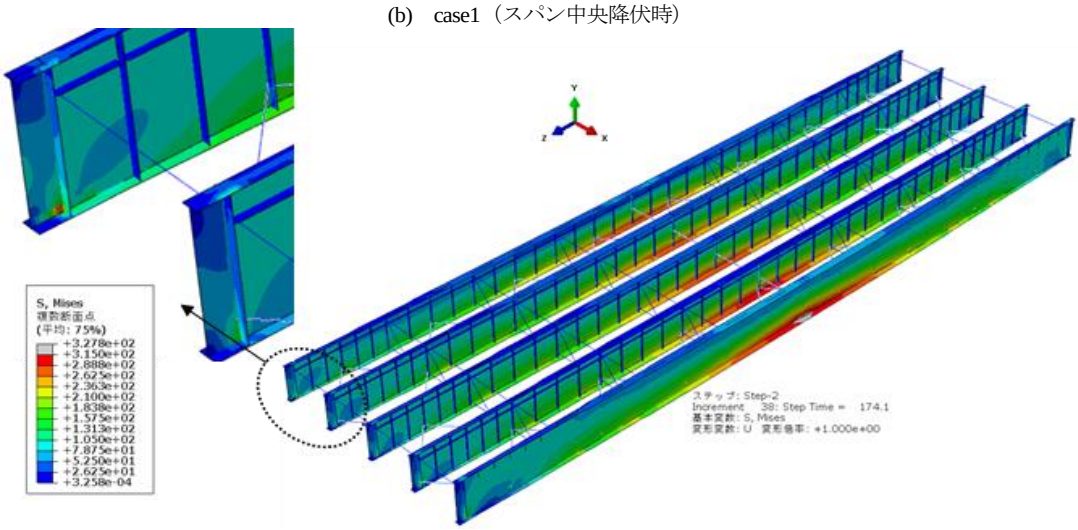
case	腐食位置	腐食範囲	腐食減肉量	各限界状態における鉛直支点反力 (kN)		
				桁端降伏時	スパン中央降伏時	床版圧壊時
1	腐食なし(健全)			—	5,570	6,494
2	G1片側	小	1/2	6,271	5,569	6,493
3	G1両側	小	1/2	5,256	5,569	6,493
4	G1～G4	小	1/2	4,934	5,564	6,486
5	G1～G5	小	1/2	3,816	5,556	6,478
6	G1両側	大	1/2	6,006	5,567	6,490
7	G1両側	小	3/4	1,736	5,544	6,464



(a) コンクリート床版の Mises 応力コンター図（解析終了時）

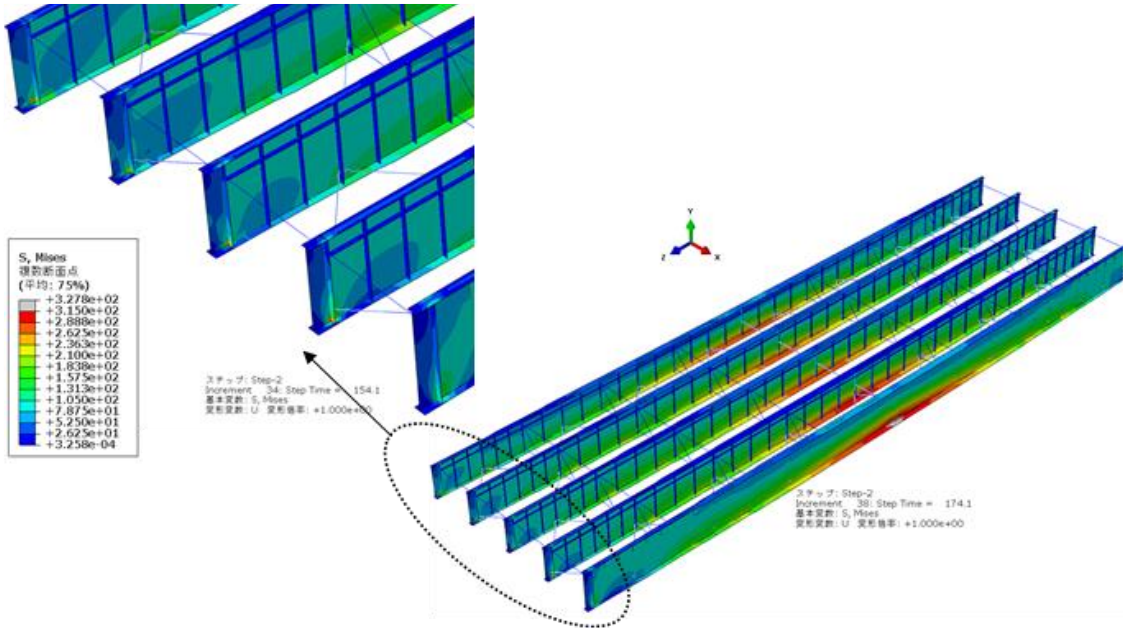


(b) case1（スパン中央降伏時）

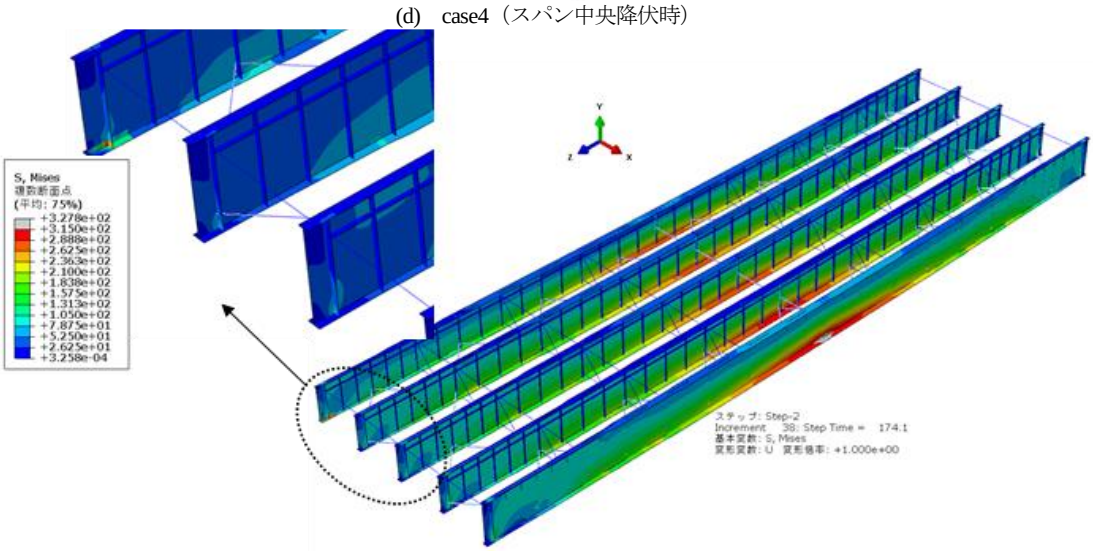


(c) case2（スパン中央降伏時）

図 4-20 スパン中央鉛直載荷時のミーゼス応力コンター図



(d) case4（スパン中央降伏時）



(e) case7（スパン中央降伏時）

図 4-20 スパン中央鉛直載荷時のミーゼス応力コンター図（つづき）

（３）スパン中央鉛直方向載荷における鉛直支点反力の負担比率

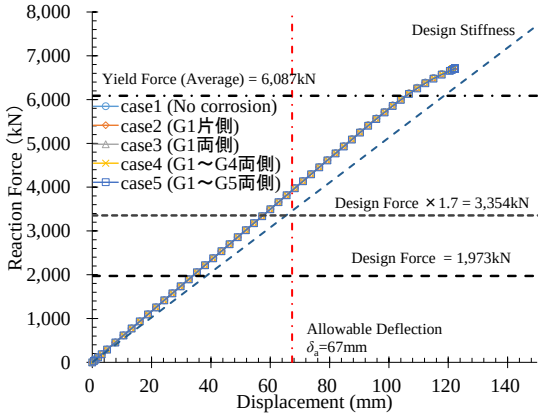
図 4-22 に、解析終了時（最大荷重時）における A1 側支点反力の合計に対する各桁の支点反力の負担比率を示す。なお、図 4-22(a)、(b)、および(c)は、それぞれ腐食位置、腐食範囲、および腐食減肉量の比較項目ごとに整理している。

いずれの解析ケースにおいても G1 桁～G3 桁と比べて G4 桁および G5 桁の反力負担比率が相対的に大きくなっているが、これは図 4(b)に示したように G4 桁～G5 桁上には歩道部があり、群衆荷重を載荷していること、G5 桁の桁高が他の桁高よりも大きくなっていることが原因である。

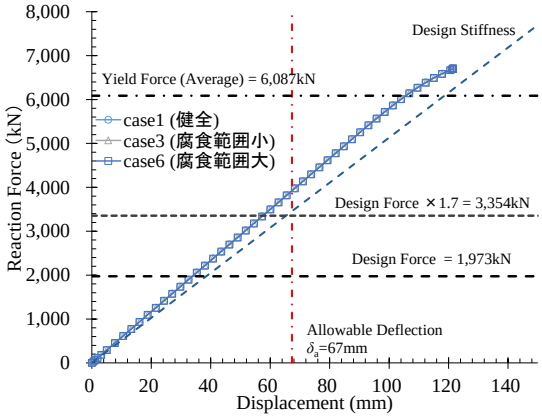
図 4-22(a)より、腐食位置の違いによる影響に着目すると、G1 桁～G4 桁に腐食を再現した case4 では、G4 桁の反力負担比率が低下しており、G5 桁の負担比率が増加していることがわかる。これは、G5 桁以外の桁は腐食を再現し、G5 桁のみ腐食を再現していないため、腐食した桁の反力が健全な G5 桁に再分配されて反力負担比率が大きくなったと考えられる。

次に、図 4-22(b)より、腐食範囲の違いによる影響に着目すると、若干ではあるが、腐食を再現した G1 桁の反力負担比率が減少し、隣接する G2 桁の反力負担比率がわずかに増加しており、その傾向は、腐食範囲が大きいほど顕著である。

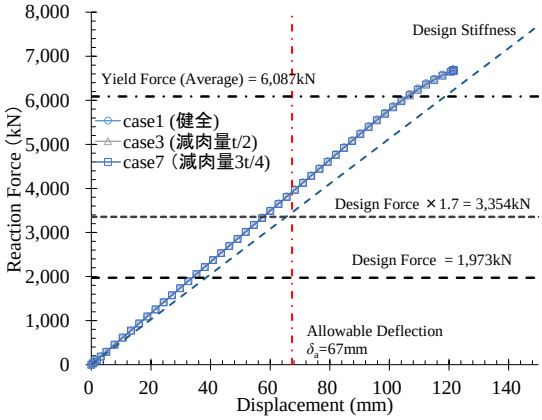
図 4-22(c)より、腐食減肉量の違いによる影響に着目すると、腐食減肉量を t/2 とした case3 では反力負担比率に変化はほとんど見られないが、腐食減肉量を 3t/4 とした case7 では、G1 桁および G3 桁の反力負担率がそれぞれ約 3%および約 2%低下し、反対に G2 桁で約 6%増加していることがわかる。このように、腐食範囲が大きい場合や腐食減肉量が大きい場合には、腐食した桁に隣接する桁の支点反力が大きくなると考えられ、注意が必要である。



(a) 腐食位置による比較

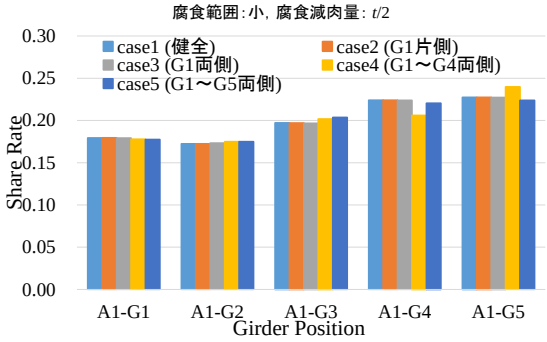


(b) 腐食範囲による比較

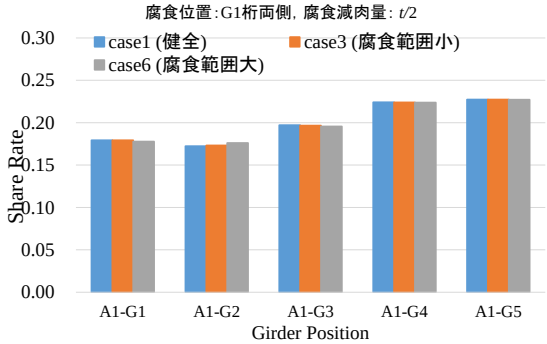


(c) 腐食減肉量による比較

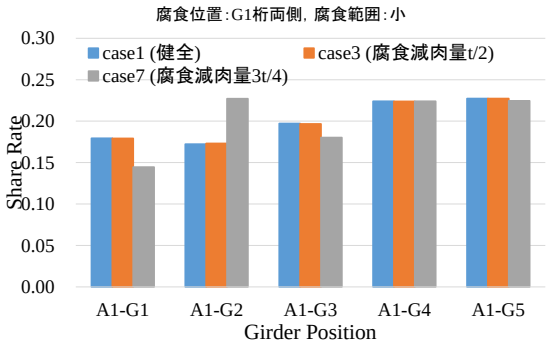
図 4-21 スパン中央鉛直載荷時の合計鉛直支点反力と平均たわみの関係



(a) 腐食位置による比較



(b) 腐食範囲による比較



(c) 腐食減肉量による比較

図 4-22 スパン中央鉛直載荷時の支点反力の負担比率

（4）支点直上鉛直方向載荷における鉛直支点反力―平均たわみ関係

支点直上に鉛直方向強制変位を載荷した場合の支点反力と桁端部における床版上面の沈下量との関係を、腐食位置、腐食範囲、および腐食減肉量の比較項目ごとに整理して、それぞれ図 4-23(a)、(b)、および(c)に示す。図の縦軸は、支点 A1 における G1 桁～G5 桁の支点反力の合計を表しており、横軸は、スパン中央断面における G1 桁～G5 桁の桁端部における床版上面の沈下量を表している。

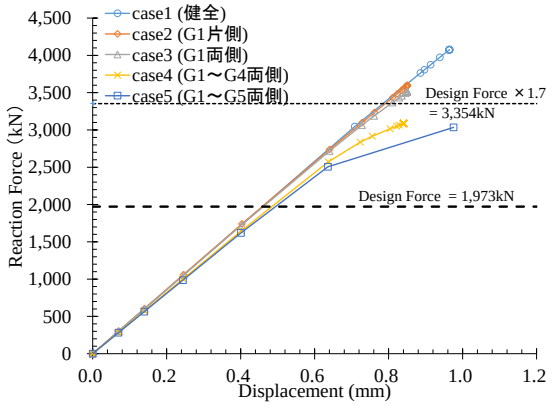
支点直上に鉛直方向強制変位を載荷した場合も、スパン中央に鉛直方向強制変位を載荷した場合と同様に、いずれの解析ケースでも強制変位載荷位置付近のコンクリート床版に損傷が生じて解析が終了した。図 4-23 より、いずれの解析ケースにおいても、設計荷重（1、973kN）程度の荷重では桁端部の床版沈下量は 0.5mm 以下に収まっており、本研究で検討した腐食の程度では使用性に与える影響は少ないと考えられる。なお、図 4-23(a)に着目すると、case4 および case5 の剛性は、case1～case3 の剛性と比べて低くなっており、複数の桁に腐食損傷が生じた場合には、桁端部の床版沈下量が大きくなるといえる。また、図 4-23(b)および(c)に着目すると、case6 および case7 の剛性は case1 および case3 と比べて小さくなっており、腐食範囲および腐食減肉量が大きい場合には、桁端部の床版沈下量が大きくなるといえる。

（5）支点直上鉛直方向載荷における鉛直支点反力の負担比率

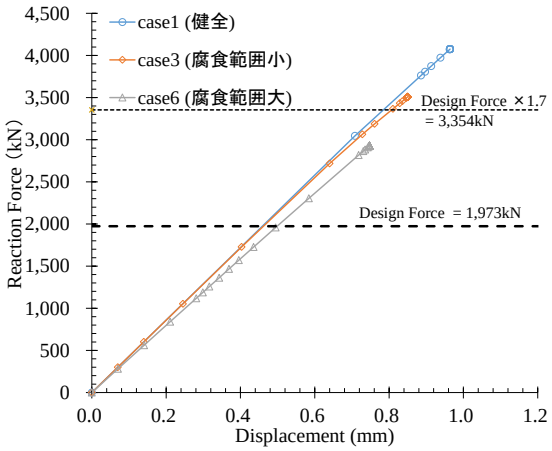
図 4-24 に、解析終了時（最大荷重時）における A1 側支点反力の合計に対する各桁の支点反力の負担比率を示す。なお、図 4-24(a)、(b)、および(c)は、それぞれ腐食位置、腐食範囲、および腐食減肉量の比較項目ごとに整理している。

図 4-24(a)より、腐食位置の違いによる影響に着目すると、図 4-22(a)のスパン中央載荷の際と同様に G1 桁～G4 桁に腐食を再現した case4 では、G4 桁の反力負担比率が低下し G5 桁の負担比率が増加していることがわかる。

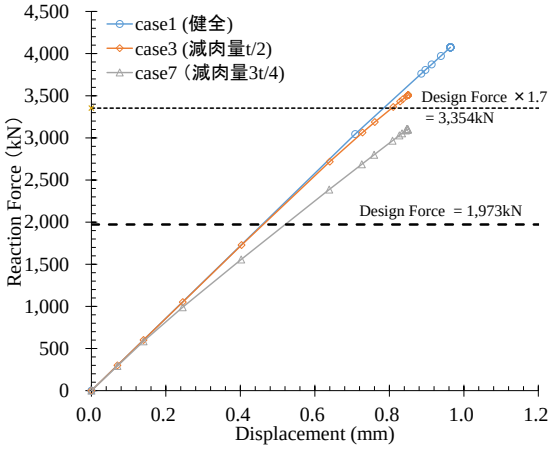
また、図 4-24(b)および(c)より、腐食範囲の違いおよび腐食減肉量の違いによる影響に着目しても、スパン中央載荷の場合と同様の傾向がみられ、腐食した桁の反力負担比率が低下し、隣接する桁の反力負担比率が増加している。特に、その傾向は、腐食範囲および腐食減肉量が大きいほど顕著であり、支点直上載荷の場合の支点反力の負担比率の変化量は、スパン中央載荷の場合より大きいことがわかる。



(a)　腐食位置による比較

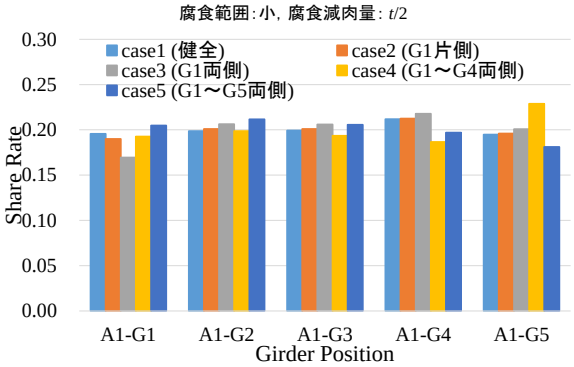


(b)　腐食範囲による比較

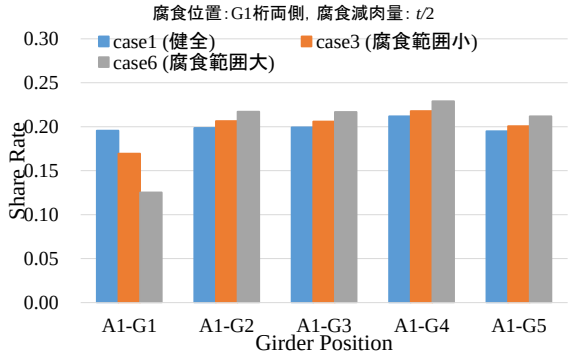


(c)　腐食減肉量による比較

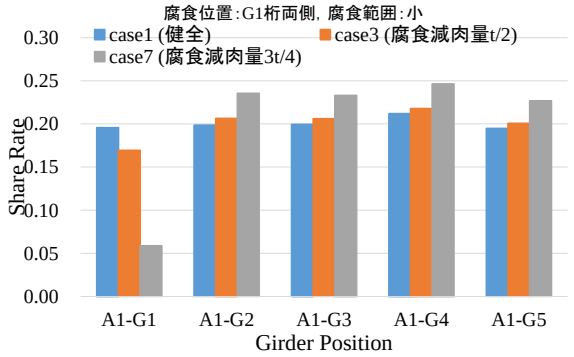
図 4-23　支点直上鉛直載荷時の合計鉛直支点反力と桁端沈下量の関係



(a)　腐食位置による比較



(b)　腐食範囲による比較



(c)　腐食減肉量による比較

図 4-24　支点直上鉛直載荷時の支点反力の負担比率

（6）水平方向載荷における水平支点反力―水平変位関係

地覆側面に橋軸直角方向の水平等分布荷重を漸増載荷した場合の水平支点反力と平均水平変位との関係を、腐食位置、腐食範囲、および腐食減肉量の比較項目ごとに整理して、それぞれ図 4-25(a)、(b)、および(c)に示す。図の縦軸は、支点 A1 および A2 における G1 桁～G5 桁の支点反力の合計を表しており、横軸は、スパン中央断面における地覆側面の水平変位量を表している。

図 4-25(a)より、case1、case2、および case3 を比較すると、これらの荷重変位曲線はほとんど一致しており、減肉量 t/2 程度の腐食が G1 桁の下端 100mm の範囲のみに生じた場合では、水平方向の挙動にはほとんど影響がないと考えられる。一方、G1 桁以外にも複数桁に腐食を再現した case4 および case5 では、case1～case3 と比べて剛性が低下していることが確認できる。これは、G2 桁および G4 桁の支点上補剛材に下横構が連結されているため、G2 桁および G4 桁に腐食を再現した case4 および case 5 で剛性が低下したと考えられる。

次に、図 4-25(b)より case1、case3、および case6 を比較すると、これらの荷重変位曲線に差異はほとんどなく、G1 桁のみに腐食を有する場合には、桁高方向の腐食範囲の違いによる影響はほとんど見られない。一方、G1 桁～G4 桁の複数の桁に腐食を再現したケースである case4 および case8 と他のケースとを比較すると、case4 および case8 の剛性が低くなっており、桁高方向の腐食範囲が大きいほど剛性低下が大きくなっていることがわかる。最後に、図 4-25(c)より腐食減肉量による違いに着目すると、腐食位置および腐食範囲による違いと同様に、G1 桁のみに腐食を再現したケースでは、腐食減肉量による違いはほとんどみられないが、G1 桁～G4 桁に腐食を再現したケースでは、腐食減肉量が大きいほど剛性低下が大きいことがわかる。このように、地震力等の横方向荷重を想定した場合、支点上で横構あるいは対傾構が連結されていない桁のみが腐食した場合には、橋梁全体の挙動に与える影響は少ないと考えられるが、支点上で横構あるいは対傾構が連結されている桁、あるいは複数の桁に腐食が生じた場合には、橋梁全体系の横方向挙動に与える影響は小さくないと考えられ、注意が必要である。

（7）水平方向載荷における水平支点反力の負担比率

図 4-26 に、解析終了時（最大荷重時）における A1 側支点の水平反力の合計に対する各桁の水平支点反力の負担比率を示す。なお、図 4-26(a)、(b)、および(c)は、それぞれ腐食位置、腐食範囲、および腐食減肉量の比較項目ごとに整理している。

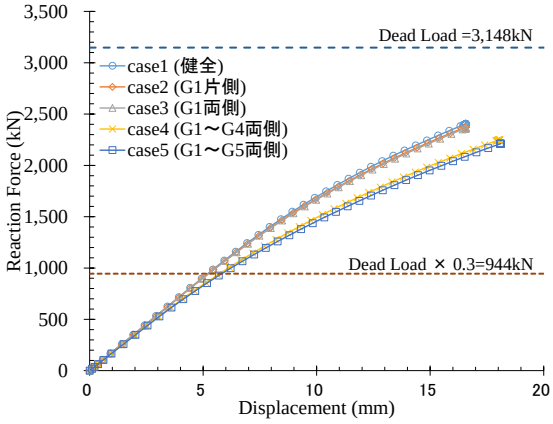
図 4-26 より、全ての解析ケースにおいて、G2 桁および G4 桁の水平反力の負担比率が他の桁と比べて大きくなっていることがわかる。これは、先にも述べたように、G2 桁および G4 桁の支点上垂直補剛材に横構が連結されているためである。

図 4-26(a)より、腐食位置の違いによる水平支点反力の負担比率の違いに着目すると、G1 桁のみに腐食を再現した case2 および case3 では、G1 桁の反力負担比率が低下し、腐食が

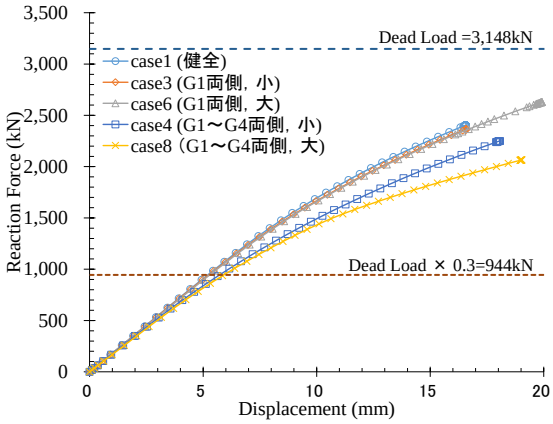
生じていない G2 桁～G5 桁の反力負担比率が増加しており、特に横構が連結されている G2 桁および G4 桁の反力負担比率の増加量が大きいことがわかる。また、G1 桁～G4 桁に腐食を再現した case4 では、G5 桁の反力負担比率が上昇しており、腐食していない桁へ荷重が再分配されていることがわかる。

次に、図 4-26(b)より腐食範囲による違いに着目すると、G1 桁のみに腐食を再現した case2 および case3 では、G1 桁の反力負担比率が低下し、G2 桁および G4 桁の反力負担比率が増加しており、腐食範囲が大きい case3 の方がその変化量は大きい。また、G1 桁～G4 桁に腐食を再現した case4 および case8 では、腐食のない G5 桁の反力負担率が大きくなっており、腐食範囲が大きいほどその変化量が大きくなっていることがわかる。

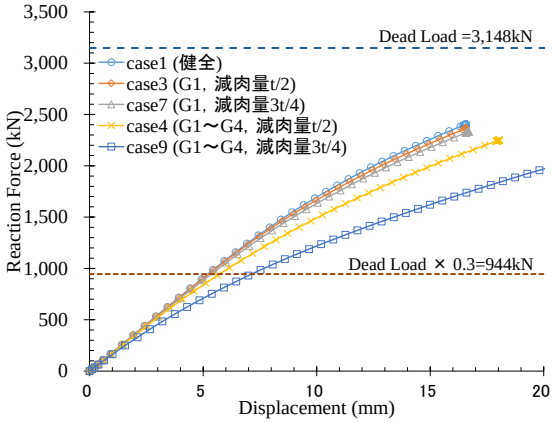
最後に、図 4-26(c)より、腐食減肉量の違いによる水平支点反力の負担比率の違いに着目すると、G1 桁のみに腐食を再現した case3 および case7 では、G1 桁の反力負担比率が低下し、腐食が生じていない G2 桁～G5 桁の反力負担比率が増加しており、特に横構が連結されている G2 桁および G4 桁の反力負担比率の増加量が大きく、腐食減肉量が多いほどその変化量が大きいことがわかる。また、G1 桁～G4 桁に腐食を再現した case4 および case9 では、腐食のない G5 桁の反力負担比率が上昇しており、特に腐食減肉量が大きい場合にはその上昇量が大きいことがわかる。



(a)　腐食位置による比較

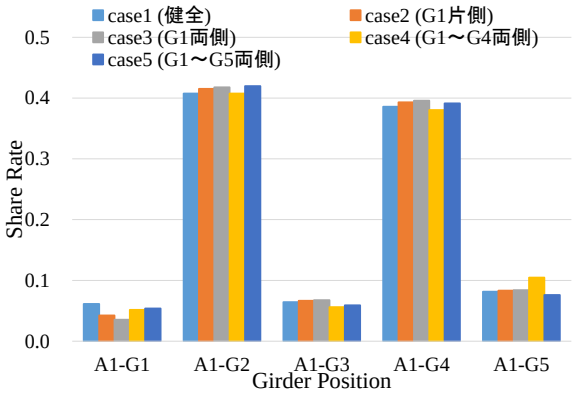


(b)　腐食範囲による比較

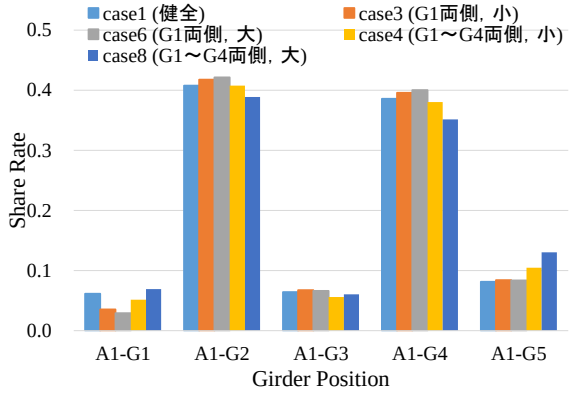


(c)　腐食減肉量による比較

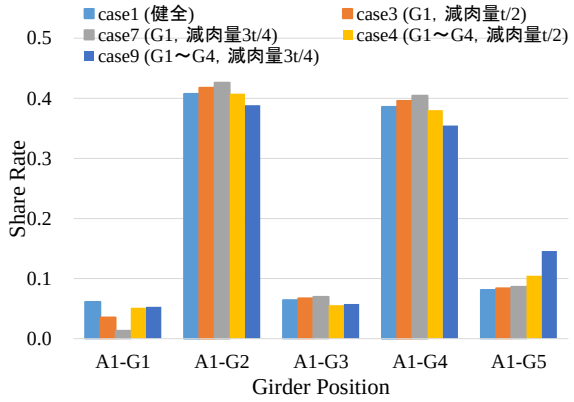
図 4-25　水平反力と床版水平変位の関係



(a)　腐食位置による比較



(b)　腐食範囲による比較



(c)　腐食減肉量による比較

図 4-26　水平支点反力の負担比率

４－２－５　まとめ

本研究では、主桁端部に腐食を有する単径間合成多主桁橋の全体解析を実施し、腐食位置、腐食範囲、および腐食減肉量が橋梁全体系の剛性や支点反力分担比率に与える影響について検討した。

本研究で得られた結果を以下にまとめる。

1) スパン中央に鉛直強制変位を載荷した解析では、桁端に腐食をパラメトリックに再現したが、本研究で検討した腐食パターンでは、橋梁全体系の剛性が大きく低下するケースは確認されなかった。
2) スパン中央に鉛直強制変位を載荷した場合、腐食を再現した桁の支点反力が低下し、隣接する桁の支点反力が増加する傾向がみられ、その傾向は、腐食範囲および腐食減肉量が大きいほど顕著であった。
3) 支点直上に鉛直強制変位を載荷した解析では、複数の桁に腐食を再現した解析ケースで床版端部の鉛直変位が大きくなることがわかった。しかし、いずれの解析ケースでも、設計荷重レベルの荷重における床版端部の鉛直変位は 0.5mm 程度と小さく、衝撃係数等に与える影響は僅少であると考えられる。
4) 地震力などを想定した水平力を載荷した解析では、支点部で下横構が連結されている桁の水平反力が他の桁と比べて大きいことが確認された。
5) 支点部で下横構が連結されていない桁に腐食が生じても、橋梁全体の水平力に対する剛性にはほとんど変化がみられないことが確認された。一方、複数の桁あるいは支点部で下横構が連結されている桁に腐食が生じた場合には、橋梁全体の水平力に対する剛性が低下し、腐食範囲および腐食減肉量が大きいほど、その低下率が大きくなることがわかった。

本研究で検討した解析ケースでは、一部の桁の腐食損傷が生じても、他の健全な桁へ荷重が再分配されるため、橋梁全体の使用性に与える影響は小さい結果が得られたが、再分配された荷重により、他の部材にも新たな損傷が生じる可能性が考えられる。したがって、今後は、目視による点検だけでなく、必要に応じて、点検で確認した損傷がどのような作用で橋全体系に与える影響を検討し、健全性評価の信頼度を向上させる必要がある。

４－３　計算例３：　鋼トラス橋における部材破断とリダンダンシー

４－３－１　はじめに

近年、国内外で橋梁の落橋事故や部材の破断事故が発生している。2007 年 8 月、アメリカ・ミネアポリスの I-35W 橋（上路式鋼トラス橋）の崩落事故や、日本でも木曽川大橋、本荘大橋および愛岐橋（いずれも下路式鋼トラス橋）の部材破断事故が生じている。これらの事故を契機に、鋼トラス橋の部材破断時のリダンダンシーやその逐次崩壊挙動に関する研究が多くなされてきた[19), 20), 21)]。ここで、リダンダンシーとは、構造系の一部もしくは一

部が破壊した場合でも、橋梁全体が崩壊しない余裕があることを意味している。

笠野ら[19]は崩壊事故のあった I-35W 橋の全体系モデルおよび詳細な格点部のみの解析モデルを構築し、その崩壊メカニズムを解析的に検討している。しかし、ここでは、衝撃の影響を考慮していない。また、永谷ら[20]は、下路式および上路式の鋼トラス橋に対して、FEM 解析を実施し、そのリダンダンシーを解析的に検討する際の評価方法に関して一定の知見を示している。しかし、この解析では、部材破断時の衝撃係数は URS Corporation[22]による衝撃係数 1.854 という一定値を用いている。さらに、後藤ら[21]は、リダンダンシー解析を行う際の部材破断に伴う動的な応力再配分の大小を左右する衝撃係数に着目し、破断する部材の作用応力状態によって、それぞれの部材の衝撃係数が異なることを解析的に示している。これらリダンダンシーに関する研究は、現在のところ解析的な検討にとどまっており、その解析結果を実験的に検証した例は無い。したがって、適切な衝撃係数を定めるに至っておらず、リダンダンシーを適切に評価できていないと考えられる。一方、橋本ら[23]は、鋼トラス橋のリダンダンシーを評価する際に用いる衝撃係数を検討することを目的とし、既設鋼トラス橋の部材破断実験を行い、衝撃係数の実測を行っている。

ここでは、橋本ら[23]の実験結果を踏まえ、まず、この実験結果を用いて、FEM によって、簡易かつ実構造に近い挙動をする解析モデルを構築する。次に、実験では行えなかった破断部材や荷重条件を変化させた解析を行い対象橋梁における衝撃係数の検討を行う。さらに、標準的な下路式および上路式鋼トラス橋の解析モデルを構築し、破断させる部材を変化させて衝撃係数を算出し、リダンダンシー評価をする際に用いるべき衝撃係数に関する詳細な考察を行う。

４－３－２　既設鋼トラス橋による部材破断実験のレビュー

（１）橋本らの実験の概要

対象橋梁は、図 4-27 に示す下路式鋼トラス橋（1959 年供用開始、2012 年撤去）である。本橋梁は、全長 80 m、最大支間長 59.2 m、主構高さ最大 8.2 m、幅員 3.6 m（1 車線）の単純鋼トラス形式で、鋼材は SS41 材を用いている。

本実験では、図-4-27 に示す引張軸力を受ける中央の垂直材（以下、V4 垂直材）をガスによって切断し、その後溶接によって復旧させたのち、さらにその隣の垂直材（以下、V3 垂直材）を切断した。実橋梁で部材破断が生じるのは、格点部付近が腐食や疲労き裂によって破断するケースが多いが、安全上の理由で実験では格点部付近を切断することが出来なかったので、それぞれ下弦材上面から約 2.55m の位置を切断した。

切断時に、切断させる側の主構では全斜材および全垂直材、反対側の主構では、全垂直材の動的ひずみをそれぞれ計測した。

（2）実験結果

衝撃係数 I_i は、文献 21)を参考に以下の式(4-1)によって算定した。

$$I_i = \frac{\sigma_{idm} - \sigma_{is}^{(0)}}{\sigma_{is} - \sigma_{is}^{(0)}} \tag{4-1}$$

ここで、σ_{idm}：　部材破断時における部材応力評価点 i の軸方向応力の動的応答値でその絶対値が最大値となるもの、

σ_{is}：　σ_{idm} と同じ位置での部材破断後の静的軸方向応力、

$\sigma_{is(0)}$：　部材破断前のσ_{idm} と同じ位置における軸方向応力である。

これらの応力は、実測されたひずみの値に鋼材の弾性係数 206,000 N/mm² をかけたものと定義した。なお、式(4-1)の分子は部材破断による動的応力変動、分母は静的応力変動を表す。ただし、σ_{idm} が発生する時刻は部材により異なり、σ_{idm} は切断によってひずみの値が一番大きく変化したピークの値を用いている。

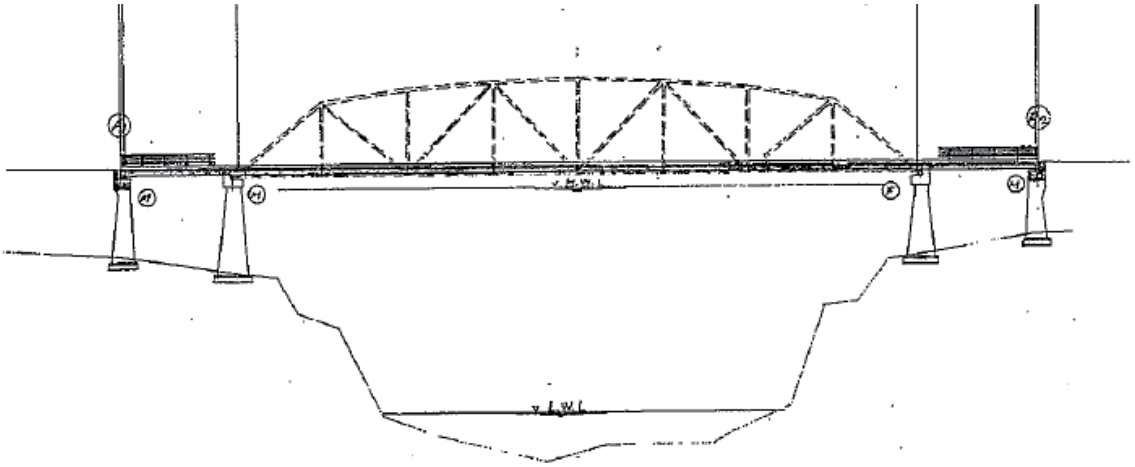


図 4-27　部材破断を行った鋼トラス橋の概要

なお、実験で得られた衝撃係数 I_i と静的応力変動 $|\sigma_{is}-\sigma_{is(0)}|/\sigma_y$（$\sigma_y$：SS41 材の降伏点 235 N/mm²）の関係を図 4-28 に示す。この図には参考のため、URS Corporation[22)]による脆性的な破壊と 5%の減衰とを考慮した 1 自由度系による衝撃係数の算定値 1.854 を赤線で記入している。

図 4-28 より、部材破断による静的応力変動が小さいほど衝撃係数は大きな値となる。そして、静的応力変動が大きくなるにつれ、ある一定の値に収束していくことがわかる。この傾向は、文献 [3)]の数値計算による傾向と一致している。V4 垂直材破断時の衝撃の破断部材側主構では、衝撃係数が約 2.2、向かい側主構では約 2.3 に近づき、V3 垂直材破断時の破断部材側では約 1.4、向かい側では約 1.7 に近づいていくことがわかる。なお、V4 垂直材破断

時では、破断部材側、向かい側ともにほとんどの部材で衝撃係数 1.854 を上回る値を示しているが、V3 垂直材破断時では、衝撃係数は、1.854 を下回る値も確認できる。これらの結果より、衝撃係数が各部材ごと、そして破断する部材の位置によっても異なることがわかった。

V4 および V3 垂直材の破断時の衝撃で、収束する衝撃係数に違いがある原因として、破断させた部材に作用していた軸力が違うことが挙げられる。破断させていない部材では、応力変動が大きい部材ほど小さい衝撃係数の値が得られている結果と同様に、大きな軸力が作用していた部材 V3 を破断させた場合、その他の部材では、部材 V4 のときより応力変動が大きくなるため、衝撃係数がより小さい値に収束したと考えられる。

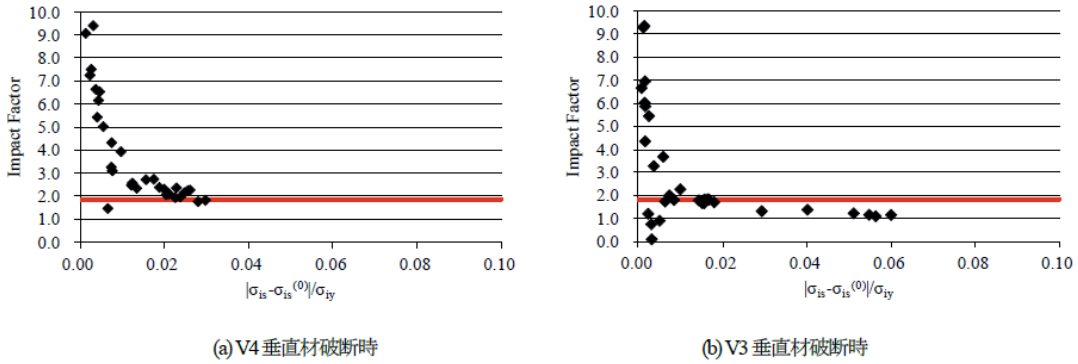


図 4-28　実験で得られた衝撃係数と静的応力変動との関係（出典文献[23]）

４－３－３　FEM による部材破断実験の再現解析

後述の計算を実施するのに先立ち、実験が実施された下路式鋼トラス橋を FEM でモデル化し、部材破断による静的解析および動的解析によって静的応力変動および衝撃係数を求め、この解析結果と実験結果を比較し、解析モデルの妥当性を検証する。

（１）解析モデル

本解析では汎用構造解析コード Abaqus/Standard6.12[7]を用いた。鋼部材をはり要素、RC 床版をシェル要素でモデル化した。解析モデルの寸法などを図 4-29 に示す。この解析モデルの鋼部材および RC 床版に用いた材料は全て弾性挙動するとして、鋼材は弾性係数 206,000 N/mm^2、ポアソン比 0.3、密度 7.85 g/cm^3、そして、コンクリート材は弾性係数 21,000 N/mm^2、ポアソン比 0.2、密度 2.4 g/cm^3 でモデル化した。RC 床版は厚さ 210 mm として、鉄筋はモデル化していない。そして、舗装質量、地覆質量、および高欄質量を集中質量化し、図-4-29(c)に示すとおり縦桁と横桁の交差部に配置した。一つの交差部には 2.27 t の集中質量を配置した。要素サイズは、斜材および垂直材は要素長 100 mm とし、それ以外の部材は要素長 200 mm とした。また、床版は 1 要素を 370mm 四方とした。

境界条件は設計図書通り、図 4-29 のようにピン支持とローラー支持を用いた。ピン支持

では、x、y、z 軸全ての変位を拘束し、ローラー支持では、y、z 軸の変位を拘束した。鋼部材の結合はすべて剛結とした。これは、設計ではトラスの格点部はピン結合で断面力を算出しているが、実構造物における格点部はガセットプレートで結合されているため、単純にピン結合として挙動せず、むしろ剛結されているものと考えた方がより実橋に近いと考えられるためである。そして、縦桁と床版は、片方の支点からもう一方の支点まで剛結した。

また、対象としたトラス橋の引張部材は図 4-30 に示すように、ウェブに長孔が多数開いていたが、これらをすべてモデル化すると煩雑になるため、ここでは、これらの孔をなくし、引張剛性が同じとなるウェブの有効板厚を検討した。図 4-30 に示すように引張部材を孔までモデル化したシェル要素モデルと有効板厚によるはり要素モデルの引張剛性を比較し、その有効板厚を決定した。その結果を表 4-11 に示す。表 4-11 に示すように、有効板厚は元の半分程度となっていることがわかる

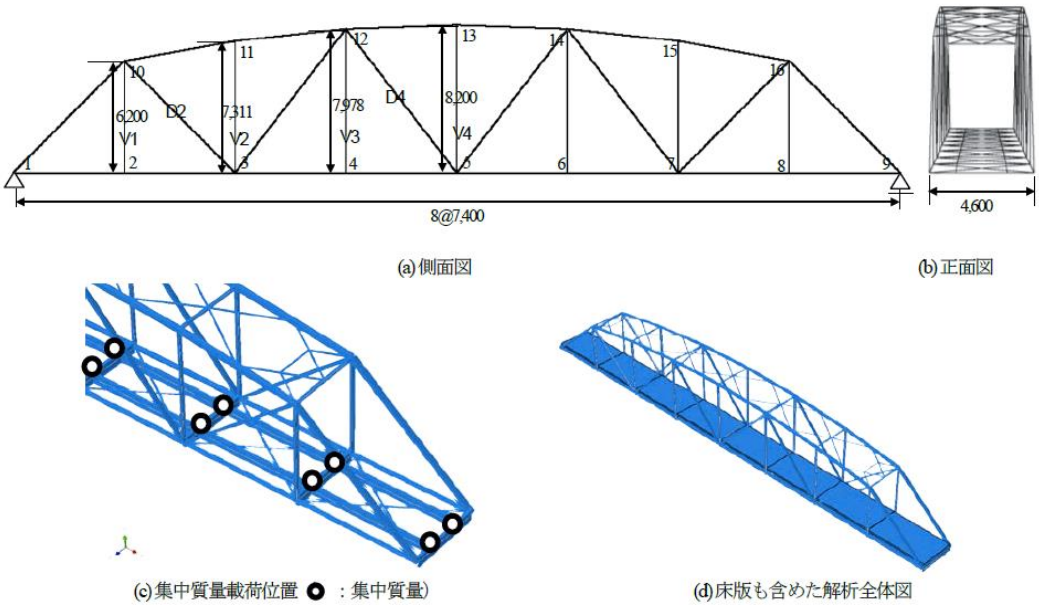


図 4-29　部材破断実験を行った鋼トラス橋の解析モデル（寸法単位：mm）

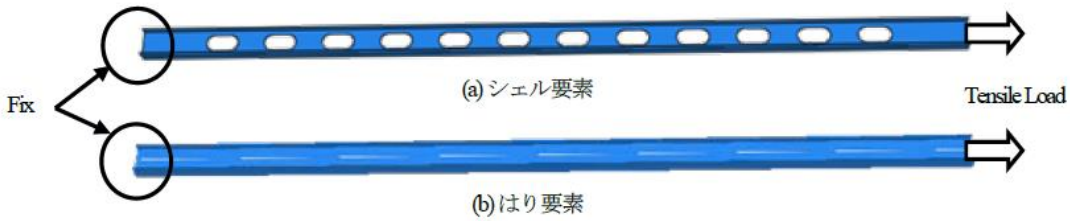


図 4-30　引張部材の有効板厚検討のための解析モデル

（２）静的解析（死荷重載荷解析）

部材破断の再現解析を行う前に、解析モデルの妥当性を検証するために、モデル全体に死荷重を与えた時の図 4-29 中の格点 5 のたわみを設計図書と比較するために静的解析を実施する。このたわみを算出する時のみ、RC 床版のヤング係数は 1/10000 の 2.1 N/mm^2 で解析を行った。これは、設計図書では、床版の剛性を考慮せずにたわみを算出しており、床版の剛性を出来る限り小さくするためである。

表 4-11　引張部材の有効板厚算定結果

Member	Number	Thickness (mm)	Effective Thickness (mm)
Diagonal	3-10	8	4.24
	7-16		
Vertical	2-10		4.57
	3-11		4.42
	4-12		4.12
	5-13		4.21
	6-14		4.12
	7-15		4.42
	8-16		4.57

解析の結果、格点 5 のたわみが、設計図書では 48.9 mm であったのに対し、本解析では 45.0 mm であり、誤差 8%程度となった。これは、設計図書では、単位荷重法でたわみを求めており、その際、格点部はヒンジで仮定されている。しかし、解析では格点部は剛結にしているため、その違いが表れたためと考えられる。この解析モデルを基本として、部材破断実験の再現解析（静的および動的解析）を行うこととした。

（３）静的解析（部材破断解析）

１）解析手法

文献 [23]で行った実験では、部材を破断させ、振動が収まった後の静的な応力変動も計測している。ここでも、静的応力変動の解析結果とその実験結果とを比較することで、解析モデルの妥当性を検討した。特に、ここでは床版の剛性の影響を検討するため、床版有と床版無のモデルで解析を実施した。

部材破断による静的解析手順は、まず、Step1 でモデル全体に重力加速度を与えることで死荷重を与え、Step2 で、破断させる部材を削除した。なお、部材の削除は予め解析モデルを構築した後に、Abaqus の REMOVE 機能を用いて行った [7]。この機能は、予め定義した

要素をある解析ステップ時に除外出来る機能である。

ここでは、実験と同じく図 4-29 に示す中央の垂直材 V4 とその隣の垂直材 V3 を破断させる場合の 2 つのケースで解析を実施した。V3 破断の場合、実験では V4 破断後、変形を初期の状態に戻し、破断箇所を溶接した後 V3 を切断したため、完全に健全な状態から V3 を切断したわけではないが、本解析では健全なモデルから V4 破断時と同じように V3 を破断させるように解析を行った。

２）解析結果及び考察

図 4-31 には、V-4 および V-3 を破断させたときの破断部材側の主構とその反対側の主構の静的応力変動を示している。静的応力変動は、部材削除後の軸応力から、削除前の軸応力を引くことで求めた。また、軸応力を算出した要素位置は、実験で貼ったひずみゲージ位置と同じ位置の要素から求めた。

図 4-31 より、V4 破断時、V3 破断時ともに床版有のモデルが床版無のモデルより実験結果に近い値となった。それぞれの結果を比較すると、V3 破断時の方が再配分される応力は大きくなっている。これは、破断前に作用していた軸力が、設計図書によると V3 の作用軸力は 10.4 tf (101.9 kN)で V4 の作用軸力は 3.437 tf (33.68 kN)であり、再配分する応力が大きくなったためと考えられる。V4 破断時、破断部材側の V4 から近い距離にある部材の応力再配分の値は、実験結果と良く合致している。しかし、破断部材から遠くなれば実験結果と解析結果は離れ、実験結果の方が解析結果より再配分される応力は高くなっている。V3 破断時、破断部材から距離が遠くなると実験結果と解析結果はほぼ同値であり、ほとんど再配分される応力はない。しかし、破断部材から近い距離に再配分される応力は実験結果の方が大きな値となっている。

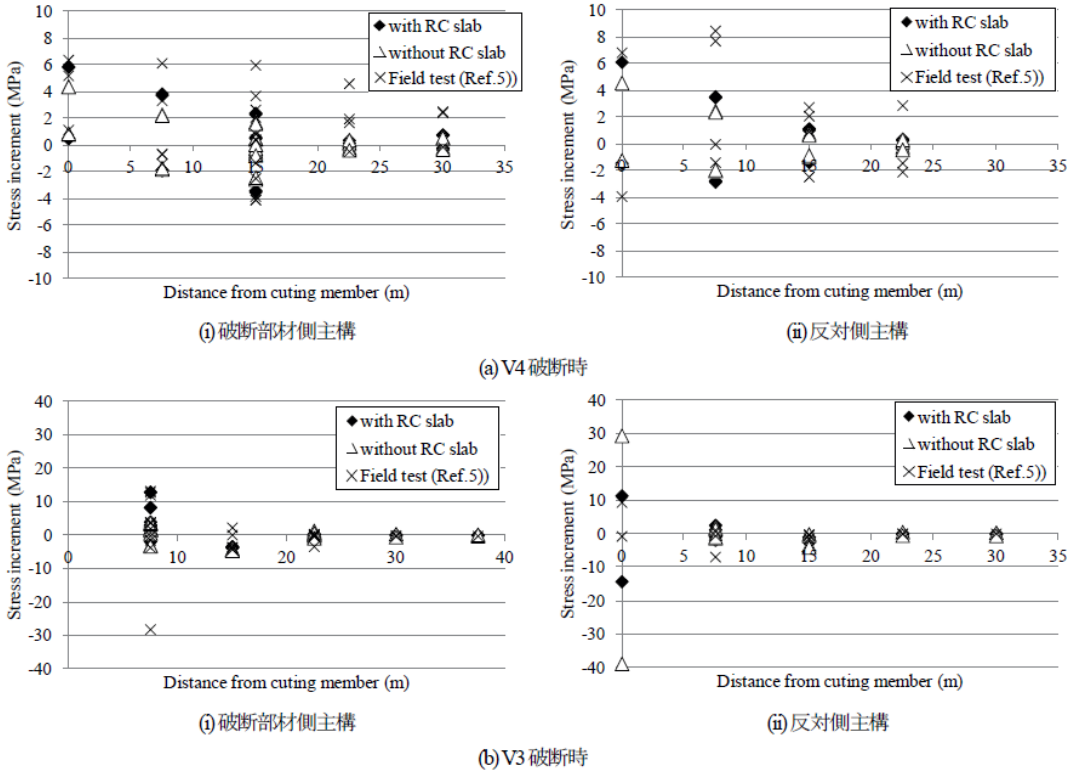


図 4-31　静的応力変動と部材位置との関係

このように実験結果と解析結果に差異が出た理由として、実橋梁では I 型断面には孔があいており、それを有効板厚でモデル化したことやその孔による応力集中が解析と異なること、また、応力変動が特段大きな値でなく、特に V4 に関しては再配分される応力が数 MPa であり小さいので、応力の値を正確に捉えるのは難しいこと、さらに、床版以外の舗装、地覆、高欄の質量を集中質量化していることなどが考えられる。ただし、床版有のモデルがほぼ実験値を追えていることから、以降ではこの解析モデルを用いて解析を行う。

（３）動的解析（部材破断解析）

１）解析手法

ここでは、解析モデル部材破断の解析手法は文献 [21]と同様に、破断部材そのものを除去し、破断部材両端において破断前に作用していた断面力を、部材両端が接合されていた格点に外力として作用させることで、破断前の状態を再現するモデルを作成する。そして、部材が完全に破断するまでの時間 Δt において外力をゼロに線形に変化すると仮定し、破断解析を行った。本研究の衝撃係数を求める解析では、このような手法を用いて動的解析を行った。また、Abaqus/Standard を用いたため、Newmark β 法を拡張した HHT 法(Hilber-Hughes-Taylor method)[7] で時間積分を行っている。なお、破断時間 Δt は、文献 [21]より 0.02 秒以下で十分であると考察されており、かつ、本解析でも Δt を 0.01 秒、0.001 秒と変化させ

たが結果に差異はなかったため、破断時間Δt は 0.01 秒とした。また、本解析では、減衰を考慮することとした。減衰の与え方による違いを調べるために、部材 V4 破断時で、減衰なし、Rayleigh 減衰、質量比例型減衰、および剛性比例型減衰の 4 ケースの解析を行った。

Rayleigh 減衰で用いる係数αおよびβは、それぞれ式(4-2)、(4-3)に示すとおりである。ここで、固有振動数は、別途行った固有値解析を行い、たわみ振動方向の卓越振動モードを 2 つ選定して求めた。1 次モードは振動数 f_1 = 2.73 Hz、2 次モードは f_2= 6.07 Hz であった。質量比例型減衰で用いる係数αおよび剛性比例型減衰で用いる係数βは、それぞれ式(4-4)および式(4-5)から求めた。

$$\alpha = \frac{4\pi f_1 f_2 \left(h_1 f_2 - h_2 f_1\right)}{f_2^2 - f_1^2} \tag{4-2}$$

$$\beta = \frac{h_2 f_2 - h_2 f_2}{\pi\left(f_2^2 - f_1^2\right)} \tag{4-3}$$

$$\alpha = 4\pi h_1 f_1 \tag{4-4}$$

$$\beta = \frac{h_1}{\pi f_1} \tag{4-5}$$

ここで、f_1、f_2：1 次モードおよび 2 次モードの固有振動数、h_1、h_2：1 次モードおよび 2 次モードの減衰係数（鋼部材では $h_1 = h_2 = 0.02$、RC 床版では $h_1 = h_2 = 0.028$)とした。）である。減衰がない場合の解析では、振動が静止しないことや減衰を考慮した場合においても、振動が静止するまでに非常に長い解析時間が必要であるため、本解析では、部材を削除した後に、静的解析を実行し、式(4-1)の分母にあたる静的応力変動 $|\sigma_{is} - \sigma_{is(0)}|$ を算出した後、同じモデルで、上述した動的解析を行い、動的応力変動 $|\sigma_{idm} - \sigma_{is(0)}|$ を算出し、式(4-1)より衝撃係数 I_i を算出した。なお、それぞれの解析では、実験とほぼ同じ位置から応力を抽出し、衝撃係数を算出している。

２）解析結果及び考察

図 4-32(a)～(d)に V4 垂直材破断時の減衰を考慮しない場合、質量比例型減衰を考慮した場合、剛性比例型減衰を考慮した場合、Rayleigh 減衰を考慮した場合の衝撃係数分布、および図-7 に V3 破断時の Rayleigh 減衰を考慮した場合の衝撃係数分布を示す。それぞれのグラフに、文献 [5]による衝撃係数の値 1.854 を赤線で記入している。また、グラフの横軸は静的応力変動を降伏点で除したものである。ここで、降伏点 σy は、実験橋梁の使用材料が SS41 材であったため 235N/mm² とした。

図 4-32 より、V4 垂直材破断時、応力変動が降伏点に対して 4 %未満であり、部材破断の衝撃によって他の部材に降伏が生じる可能性はかなり低いことがわかる。また、減衰による衝撃係数の違いをみたところ、Rayleigh 減衰が最も実験結果と一致していることがわかる。減衰無しや質量比例型減衰では、若干大きめ、剛性比例型減衰では、若干小さめに衝撃係数

が算出されていることがわかる。

図 4-33 より V3 垂直材破断時では、応力変動が降伏点に対して約 6 %以下と V4 垂直材破断時より少し大きくなったが、この場合も部材破断の衝撃によって他の部材に降伏が生じる可能性はかなり低いことがわかる。Rayleigh 減衰を考慮した衝撃係数と実験結果とでは、V4 垂直材破断時ほど合致していない。この理由として、実験では V4 垂直材を切断し溶接後に V3 垂直材を切断しているため、応力状態が変化したことが影響していると考えられる。

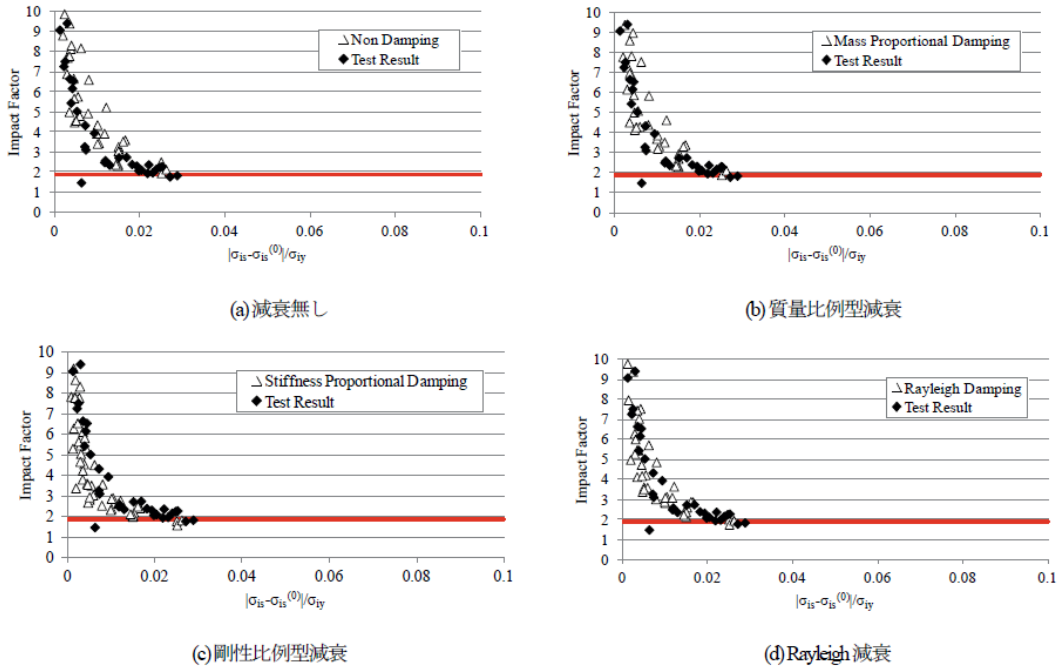


図 4-32　衝撃係数と静的応力変動との関係（V4 垂直材）

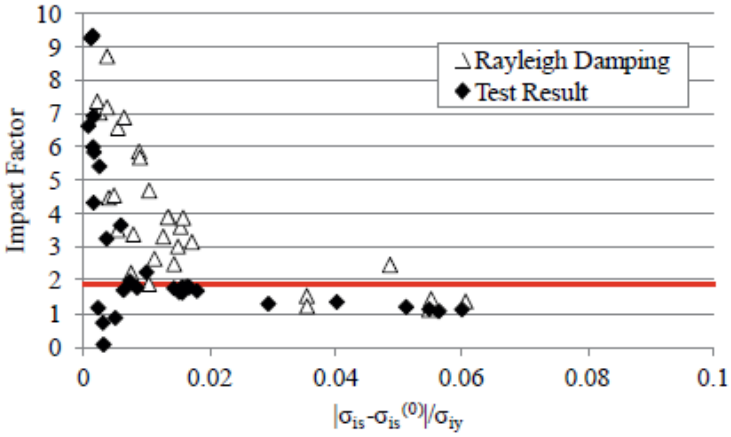


図 4-33　衝撃係数と静的応力変動との関係（V3 垂直材）

４－３－４　破断部材、活荷重およびトラス形式の違いがリダンダンシーに与える影響

本項では、４－３－３の解析モデルに対して、実験で切断した部材以外が破断した場合の衝撃係数、また、活荷重載荷時（部材に作用する軸力が増加した場合）における衝撃係数の変化を検討する。さらに、実験が実施された対象橋梁は車線幅が小さく、活荷重の影響が小さいと考えられたため、より標準的なサイズで下路式および上路式鋼トラス橋としたときの衝撃係数に関しても考察する。

（１）破断引張部材の位置を変えた解析

破断部材は V1 および V2 垂直材、また、D2 および D4 斜材とし、これら部材は図 4-29 中に示している。部材破断の解析手法や衝撃係数の算出方法は前章と同様である。

V1、V2 垂直材および D2、D4 斜材のそれぞれの破断時の衝撃係数と静的応力変動との関係を図 4-34 に示す。また、V3 および V4 垂直材破断時の衝撃係数の解析値も同時に示している。破断前に作用していた軸力は、設計図書によると V1 = 10.4 tf (101.9 kN)、V2 = 2.16 tf (21.17 kN)、V3 = 10.4 tf (101.9 kN)、V4=3.437 tf (33.68 kN)、D2=29.5 tf (289.1 kN)、および D4 = 4.61 tf (45.18 kN)である。したがって、破断前の作用軸力が大きいほど破断後に再配分される応力も大きくなる。図 4-34 より、作用軸力が大きい D2 の結果は、他の結果に比べ横軸の静的応力変動が大きくなっていることがわかる。これは、破断前の作用軸力が大きいため再配分される応力も大きくなり、特に破断部材に近い部材に大きく分配される。したがって、最も破断前の作用軸力が大きかった D2 破断の場合が、最も静的応力変動が大きくなったと考えられる。

また、部材破断による静的応力変動が大きくなるにつれて収束していく衝撃係数の値は、文献 [22]の 1.854 を下回っていることがわかる。特に、部材破断による静的応力変動が大きい部材は、リダンダンシー評価する際に危険な部材になると考えられるが、一方で衝撃係数が小さくなる可能性があると考えられる。

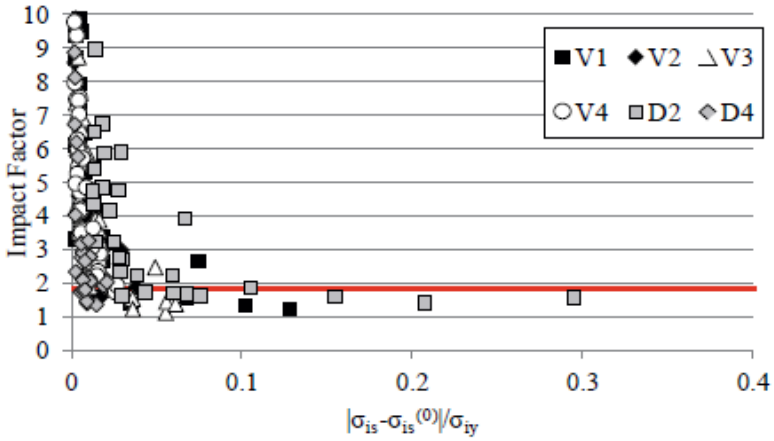


図 4-34　解析で得られた衝撃係数と静的応力変動の関係（垂直材、斜材）

（２）活荷重載荷

本項では活荷重を載荷した場合の D2 および D4 斜材破断時の衝撃係数を求める。実験橋梁は、基幹的な道路網の範囲外であり 1 車線であるため大型車の交通状況も少ないため、A 活荷重を用い、破断部材に最も不利になるように影響線載荷した。図 4-35 に各部材を破断させる際の活荷重載荷位置を示す。p1 = 0.012 N/mm²、支間長が 80 m 以下のため p2 = 0.035 N/mm²、そして A 活荷重のため p1 を載荷長 6 m で載荷した。活荷重は、図 4-35 に示す位置の床版の密度を活荷重分増やして与えた。ただし、部材破断による衝撃と比較して活荷重による衝撃は小さいと判断したため、設計で考慮される活荷重の衝撃係数は考慮していない。

活荷重を載荷した場合の衝撃係数と静的応力変動との関係を図 4-36 に示す。D4 斜材に比べ、D2 斜材の静的応力変動が大きいことから、死荷重のみの場合と同様に、破断部材に作用している引張軸力が大きければ、破断後に再配分される静的応力が大きいことがわかる。死荷重のみのケースと比較すると、基本的には死荷重のみのケースの方が衝撃係数は小さくなっていることがわかる。これは、活荷重が作用した分、破断前の作用軸力が大きくなり、破断時の動的応力変動も相対的に大きくなるためと考えられる。D4 破断時では、衝撃係数が活荷重を考慮した方が小さく表れている部材もあるが、これは、部材破断による静的応力変動が大きくなるため、衝撃係数が小さくなったと考えられる。

これらの結果より、活荷重を載荷することで、衝撃係数がより大きく算出されることから、衝撃係数を算定する場合は、設計で考慮されている活荷重を考慮したほうが、より安全側の評価となると考えられる。

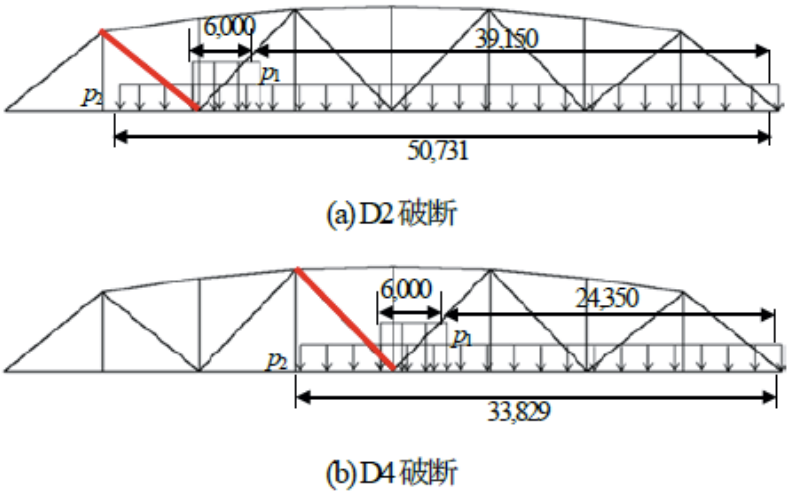


図 4-35　活荷重載荷位置（寸法単位：mm）

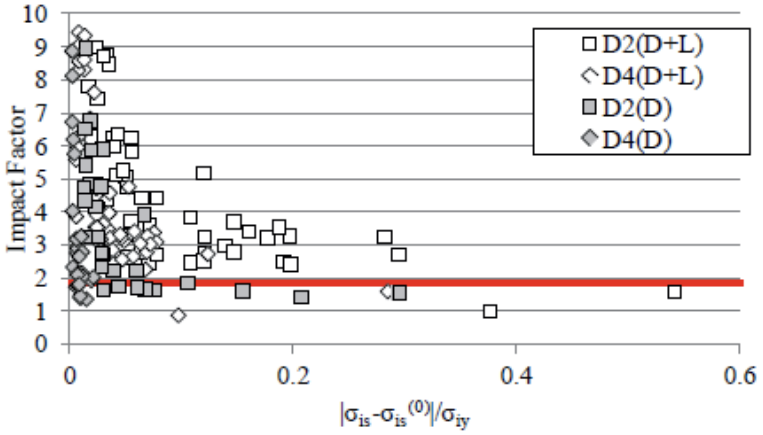


図 4-36　衝撃係数と静的応力変動との関係（活荷重を考慮した場合）

（３）トラス形式

標準的な上路式鋼トラス橋（以下、A 橋）および下路式鋼トラス橋（以下、B 橋）として、実際に供用されている単径間ワレントラス橋をモデル化した。ただし、床版の横断勾配や橋梁全体の曲率は無視した。A 橋および B 橋の解析モデルを図 4-37 に示す。それぞれの床版は厚さ 240 mm および 250 mm の鉄筋コンクリート床版で、実験橋梁と同様に鉄筋はモデル化していない。鋼部材および床版の要素特性、材料特性、境界条件および鋼部材の要素サイズも４－３－３の解析モデルと等しくした。A 橋、B 橋の支承はどちらとも、ゴム支承であったが、実験橋梁との比較のために、ピン支持とローラー支持にした。また、A、B 橋の床版の要素サイズは 1 要素をそれぞれ 500 mm および 435 mm 四方とした。また、舗装および壁高欄質量を集中質量化し、前章の解析モデルと同様に縦桁と横桁の交差部に配置した（A 橋、B 橋のそれぞれの一つの交差部には、それぞれ 4.33 t および 3.66 t の集中質量を配置）。また、固有値解析を行った結果、A 橋では、たわみ振動方向の 1 次モードは振動 f_1 = 1.95 Hz、および 2 次モードは f_1 = 4.10 Hz であった。B 橋では、たわみ振動方向の 1 次モードは振動 f_1 = 2.24 Hz、および 2 次モードは f_2 = 4.73 Hz であった。この固有値解析の結果より本モデルの Rayleigh 減衰を使用する際の係数αおよびβは、式(4-2)および(4-3)より算出した。

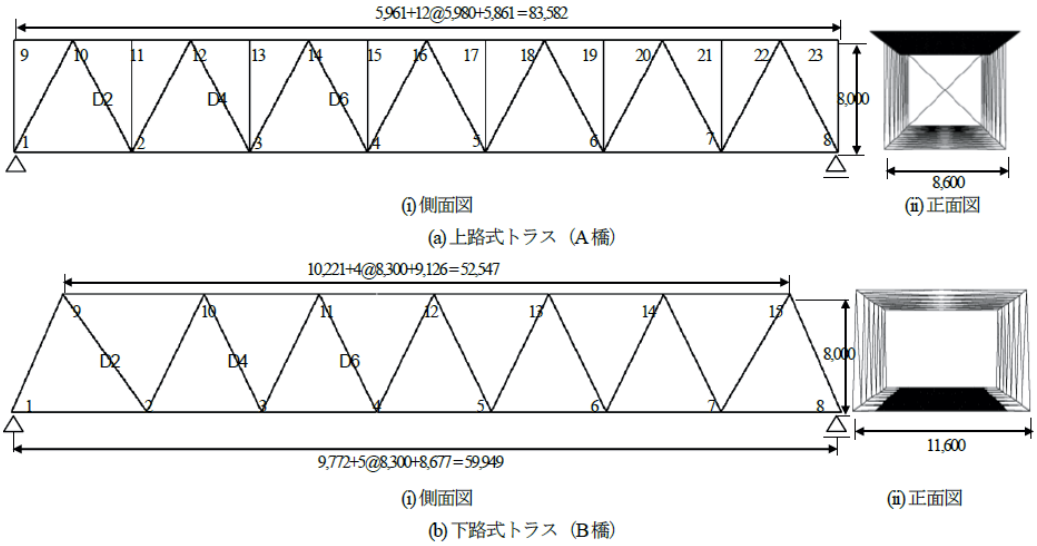


図 4-37　標準的な鋼トラス橋の解析モデル（寸法単位：mm）

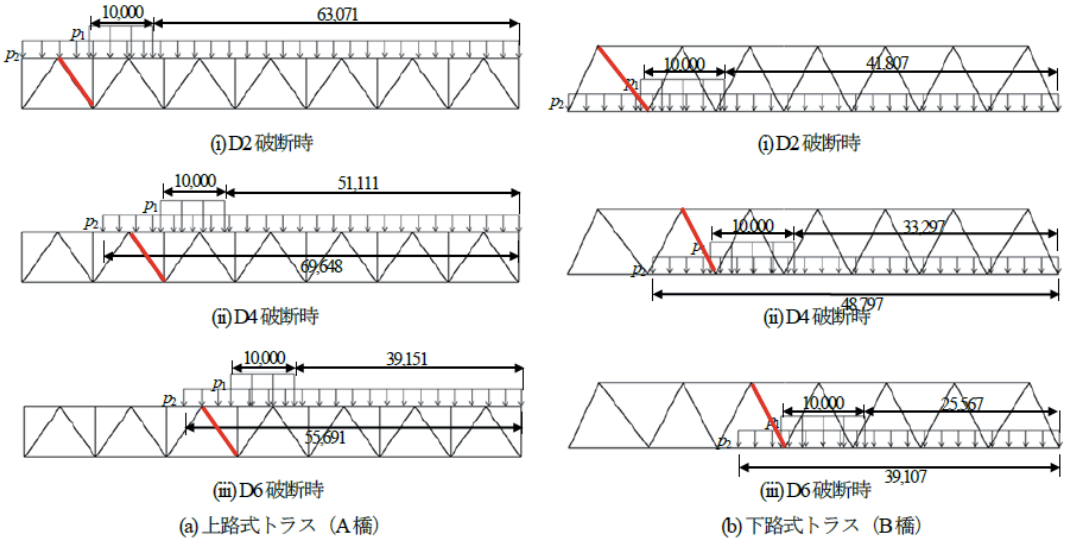


図 4-38　活荷重載荷位置（寸法単位：mm）

これら 2 つの橋梁は B 活荷重を用いて設計されており、図 4-38 に示すように、各破断部材が最も不利になるように影響線載荷した。A 橋では、p1 = 0.012 N/mm² を載荷長 10 m で載荷し、支間長が 83.582m のため p2 = 0.00346 N/mm² とした。次に、B 橋では、p1 = 0.012 N/mm² を載荷長 10 m で載荷し、支間長が 80m 以下のため p2= 0.0035 N/mm² とした。

破断させる部材は、図 4-37 中に示すとおり A 橋、B 橋ともに、D2、D4 および D6 とした。これらはいずれも引張部材である。死荷重および活荷重載荷時の作用軸力は、A 橋で、D2：2,960 kN、D4：2,130 kN および D6：1,190 kN であり、B 橋で、D2：2,300kN、D4：1,370kN および D6：772 kN であり、ともに、D2 > D4 > D6 であることがわかる。

解析結果として、図 4-39 および図 4-40 に A 橋および B 橋の衝撃係数と静的応力変動との関係を示す。それぞれの橋梁で、主構である斜材、上弦材および下弦材すべての部材から衝撃係数を算出した。また、算出要素位置は全ての部材で中央の位置とした。図 4-39 および図 4-40 の横軸の降伏点は、A 橋の使用材料が SM490Y のため 355 N/mm² とし、B 橋の使用材料が SMA400AW のため、実験橋梁と同じく 235N/mm² を用いた。

図 4-39 および図 4-40 より、それぞれの橋梁で、引張軸力の大きさは D2 > D4 > D6 であり、実験橋梁の場合と同様に、破断前の作用軸力が大きいほど破断後に再配分される応力も大きくなり、かつ、静的応力変動が大きくなっていることがわかる。

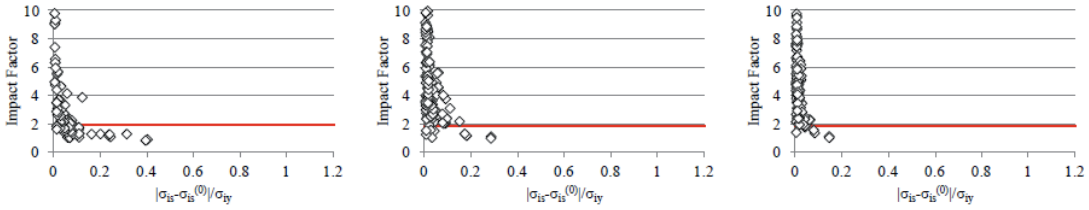
図 4-39 より、A 橋では、D2 破断の場合の衝撃係数の収束値は 1.0～1.2 付近であることがわかる。これは、図 4-41 の軸方向応力の時刻歴応答に示すように、動的応力変動が小さく、振動が落ち着いた時の静的応力変動が動的応力変動とほぼ同じ値となったためと考えられる。この傾向を示すのは、ほとんどが上弦材の圧縮部材であった。そして、D4 および D6 破断の場合でも衝撃係数の収束値は 1.854 を下回り、1.0～1.2 近くに収束していることがわかる。文献 [21] における単径間上路式鋼ワレントラス橋においても、どの引張斜材の破断時も、1.854 を下回り、約 1.2 に収束している。本研究でも、文献 [21]とほぼ同じ傾向を示していることがわかった。

図 4-40 より、同じ下路式鋼トラス橋である活荷重載荷時の実験橋梁モデルと B 橋の衝撃係数を比較すると、本節のモデルの方が部材破断前の作用軸力が大きいため、再配分される応力が大きくなり静的応力変動が大きくなっている。しかし、衝撃係数の収束値に変化は見られない。これは、本節のモデルの方が静的応力変動は大きくなるが、破断部材の軸力が大きかった分、破断時の動的応力変動も大きくなるため、衝撃係数としてはあまり変化がなかったためと考えられる。

さらに、B 橋の D2 破断時、破断後の静的応力変動が降伏点を超えて変動する部材もある。この部材は、図 4-37 中に示す破断部材側の構面の部材 9-10 上弦材である。図 4-42 の応力コンター変形図に示すように D2 破断によって、圧縮されていた部材 9-10 が引っ張られ、かなり大きな引張応力状態になっていることがわかる。

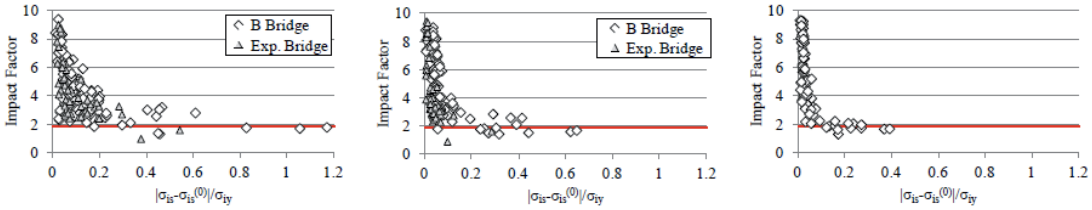
一方で、図 4-40 より静的応力変動が大きくなるにつれて収束していく衝撃係数の値は 1.854 を少し下回っていることがわかる。文献 [21]における単径間下路式鋼ワレントラス橋の衝撃係数を見ても、支点に最も近い引張斜材破断する場合の静的応力変動が最も大きく、衝撃係数の収束値は約 1.8 であり、本研究と同じ傾向が得られている。

図 4-39 および図 4-40 より、上路式鋼トラス橋と下路式鋼トラス橋を比較すると衝撃係数の収束値は異なり、上路式の方が値は小さくなっている。これは、上路式では床版が主構全体の上にあるため、床版の剛性や荷重によって橋梁全体の動的変形が抑えられ、静的応力変動の大きい部材での動的応力変動が下路式に比べて小さくなったためと考えられる。また、上路式の方が部材数が多く、部材破断時の衝撃を多くの部材で分担して受けたため、下路式よりも部材破断時の動的変形が抑えられたことも原因の一つと考えられる。



(a) D2 斜材　(b) D4 斜材　(c) D6 斜材

図4-39　衝撃係数と静的応力変動との関係（上路式A橋）



(a) D2 斜材　(b) D4 斜材　(c) D6 斜材

図 4-40　衝撃係数と静的応力変動との関係（下路式 B 橋）

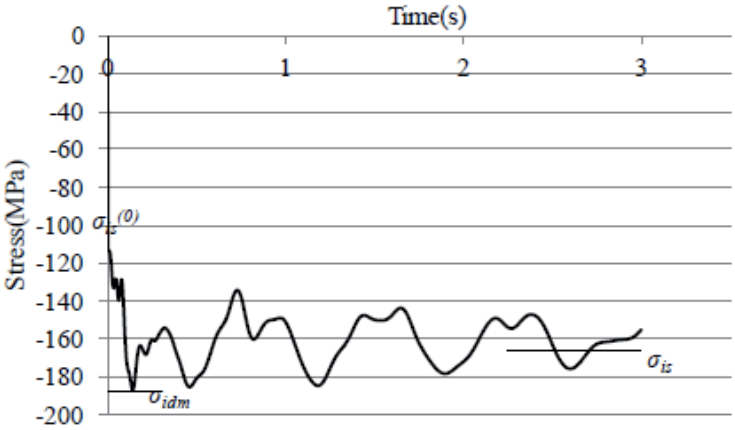


図 4-41　A 橋における軸方向応力の時刻歴応答の例

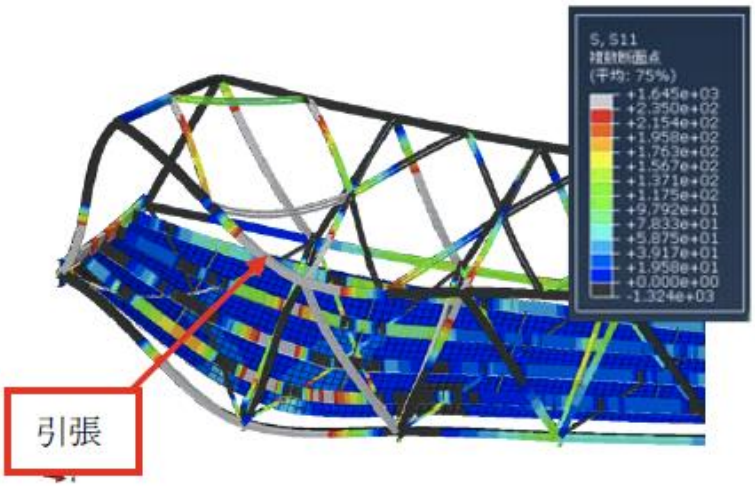


図 4-42　応力コンター変形図（B 橋の部材 9-10 の動的応力変動最大時）

４－３－５　衝撃係数に関する考察

解析および実験で得られた衝撃係数と静的応力変動との関係式を以下の式(4-6)および(4-7)のように提案し、それらを用いて、衝撃係数に関する考察を行う。

これらの衝撃係数は図 4-43 中の黒実線に示すように、静的応力変動に反比例する関数となっており、それらの関数の定数に関しては、解析結果から得られた衝撃係数と静的応力変動との関係より最小二乗法により求めた。なお、図 4-43 中の横軸は、ここでは、A 橋と B 橋の部材の降伏点の影響を除くため、静的応力変動としている。

$$I_U = \frac{10.73}{\left|\sigma_{is} - \sigma_{is}^{(0)}\right|} + 1.210 \tag{4-6}$$

$$I_L = \frac{36.66}{\left|\sigma_{is} - \sigma_{is}^{(0)}\right|} + 1.771 \tag{4-7}$$

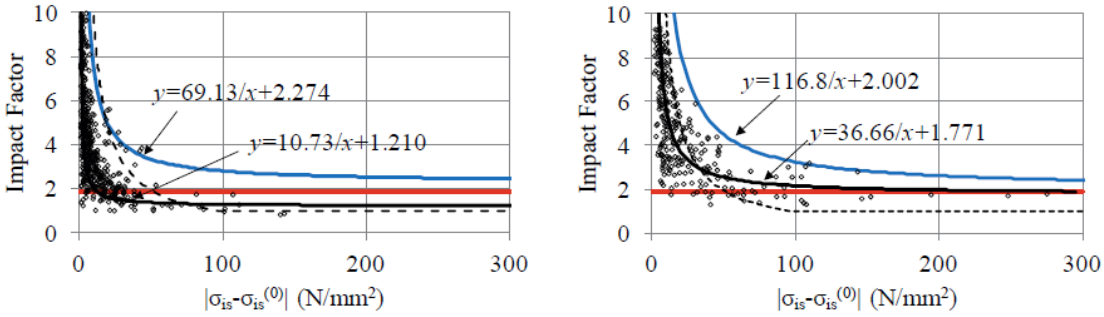
ここで、I_L：下路式鋼トラス橋の衝撃係数、I_U：上路式鋼トラス橋の衝撃係数である。
これらの式より衝撃係数の収束値は、上路式で 1.210、下路式で 1.771 と、文献[21] による結果とほぼ一致しており、上路式と下路式では衝撃係数の収束値に差異があることもわかった。

ただし、上式(4-6)および(4-7)を用いることで、危険側の判断をしてしまう可能性がある。参考のため、解析で得られた結果の上限値を通るような曲線を図中の青実線で示している。この曲線では、上路式、下路式それぞれの形式で収束する衝撃係数値がかなり大きくなり、この式を用いてリダンダンシーを評価した場合、かなり安全側での評価になると考えられ

る。

次に、衝撃係数と静的応力変動の積が降伏点と許容応力度との差を超えてしまう場合、許容応力度付近の応力状態で設計している部材では、部材破断の衝撃力により降伏点を超えてしまう可能性がある。そのような可能性がある部材は図 4-43 中の黒点線の上側にプロットされている部材である。この点線は、ここでは単純のため、許容応力度σ_aを$\sigma_y/1.7$とすると、静的応力変動が$(\sigma_y-\sigma_y/1.7)=96.8$ N/mm^{2}より大きいときは、衝撃係数を 1 として、それより小さいときは、衝撃係数と静的応力変動の積が 96.8 となる反比例曲線としている。そのため、この曲線より上側にある場合、降伏する危険のある部材となる。

図 4-43 より、解析結果のプロット点も上路式鋼トラス橋に比べ、下路式鋼トラス橋のほうが降伏に至る可能性のある部材が多く存在することがわかる。また、式(4-6)はほとんどこの曲線より下側であるが、式(4-7)は多くの領域でこの曲線より上側に存在していることがわかる。したがって、式(4-6)および(4-7)を用いて衝撃を考慮しリダンダンシーを評価する場合、下路式鋼トラス橋の方が、上路式に比べ、リダンダンシーが低い構造と判断される可能性がある。ただし、リダンダンシーを橋が完全に崩壊に至るまでの余耐力と考える場合、床版の影響など、他の要因も含まれてくるため一概に下路式の方がリダンダンシーが小さいとも言えないと考えられる。



(a) 上路式鋼トラス橋　　(b) 下路式鋼トラス橋

図 4-43　衝撃係数と静的応力変動との関係（全解析結果）

４－３－６　まとめ

本節では、鋼トラス橋のリダンダンシーを評価する際に用いる衝撃係数に関して、実橋梁を用いた実測値を基にした FEM 解析モデルを構築し、破断部材、荷重状態およびトラス形式を変化させたパラメトリック解析を実施し、その結果を用いて詳細な考察を行った。以下に得られた結果をまとめる。

1）　RC 床版を考慮し、Rayleigh 減衰を考慮した解析モデルによる衝撃係数が実験で得られた衝撃係数と近い値となった。

2）　破断させる部材に作用していた軸力が大きいほど静的応力変動が大きくなり、また、衝撃係数が大きくなる傾向があった。

3) 活荷重を作用させることで、部材に作用する軸力が大きくなり、結果として、死荷重のみの場合に比べ静的応力変動や衝撃係数が大きくなる傾向が見られた。
4) 上路式トラスと下路式トラスで、衝撃係数の収束値がそれぞれ 1.210 および 1.771 と差異が見られた。これは、上路式では床版がトラス主構の上部に位置することから、部材破断時の動的変形が抑えられたためと考察した。
5) 衝撃係数と静的応力変動には、上路式および下路式ともに反比例の関係があり、その関係式を提案した。また、それらの関係を詳細に考察した結果、降伏に至る可能性のある部材が下路式トラスの方が多いことがわかった。

４－４　考察

鋼製橋梁の損傷レベルと残存性能の相関および安全性に係る構造冗長性を評価するために、径間中央部にき裂損傷ならびに桁端に腐食損傷を有する鋼桁橋の残存性能の有限要素解析を実施した。また、鋼トラス橋に対して、部材の重要度を検討するため、リダンダンシー解析を行った。

スパン中央桁部に疲労き裂がウェブのみに進展している場合は、耐荷性能にあまり影響がないが、大きな引張応力が作用する部材や位置にき裂がある場合は、そのき裂が橋梁全体の耐荷性能に影響を及ぼすことに留意する必要がある。使用性の検討として許容たわみとの比較を行った結果、どのケースでも、許容たわみを満足するが、き裂の程度や位置によって、その影響が違うが、き裂先端の応力拡大係数を算出したところ、下フランジまで貫通する疲労き裂があった場合、設計荷重以上の荷重が作用すると、応力拡大係数が設計下限値を上回り急激にき裂進展する可能性が高まることに留意しなければならない。

一方、主桁端部に腐食を有する単径間合成多主桁橋においては、腐食位置、腐食範囲、および腐食減肉量が橋梁全体系の剛性や支点反力分担比率に少なからぬ影響を与える。特に、スパン中央に鉛直強制変位を載荷した場合、腐食を再現した桁の支点反力が低下し、隣接する桁の支点反力が増加する傾向がみられ、その傾向は、腐食範囲および腐食減肉量が大きいほど顕著となる点に留意しなければならない。さらに、地震力などを想定した水平力を載荷した解析では、支点部で下横構が連結されている桁の水平反力が他の桁と比べて大きいことが確認され、複数の桁あるいは支点部で下横構が連結されている桁に腐食が生じた場合には、橋梁全体の水平力に対する剛性が低下し、腐食範囲および腐食減肉量が大きいほど、その低下率が大きくなることに留意する必要がある。

４－４－１　点検の信頼性向上のための数値解析の活用可能性について

計算例から得られた結果を整理すると、以下のことが明らかになった。

・　計算例１や２において、損傷が生じた桁に隣接する桁の応力分担が大きくなるが、それ以外の桁についてはさほど応力分担は変わらなかったことや、亀裂が生じる断面位置によってこの傾向が変わらなかったことなどから、損傷状態と構造特性を橋毎に個別に考慮した数値解析を行うことで、点検において特に注意すべき部材を把握することができるという見通しを得た。

・　桁の損傷によって桁の鉛直変位が増加する傾向が見られた。このことは、桁間の鉛直変位差にも影響を与えることを示唆し、床版の疲労耐久性などにも影響を与えることが懸念される。

・　き裂先端位置によっては、急激にき裂が進展する可能性があることが数値的に得られた。数値解析によって、どのような形態の損傷について特に注意しなければならないかが把握できる可能性を確認できたことは、点検の信頼性向上の観点から意義があるものと考えられる。

・　本論文で対象とした上路式トラスと下路式トラスでは、一本の部材が破断したときに降伏する他の部材の広がり方に差があることが数値計算で確認できた。個々の部材の腐食や破断の兆候のみならず、予め降伏が生じそうな部材について点検を慎重に行っておくことで、橋全体として連鎖的な破壊を防げる可能性がある。

・　一方、数値計算の活用にあたっては、計算の前提条件を理解しておくことが必要である。たとえば、計算例１では、き裂が発生した桁に代わり床版が大きく応力を分担することや、床版が桁に発生したき裂の進展を止める可能性が把握されたが、床版の損傷状態如何ではこれらの効果を期待できない可能性がある。数値計算結果を点検で活用するための留意点の蓄積など、今後も引続き検討が必要である。

４－４－２　課題

数値解析技術の進展を点検の信頼性向上に結びつけることで、アセットマネジメントの高度化につながる可能性を確認できた。今後も、計算事例を蓄積するなど、数値計算結果を援用した診断のあり方を検討する必要がある。

【参考文献】

1) 国土交通省道路局：橋梁定期点検要領（案）、2004.3.

2) 国土交通省道路局：橋梁の維持管理の体系と橋梁管理カルテ作成要領（案）、2004.3.

3) 橘　吉弘、辻角　学、越後　滋、高橋昭一、三木千壽：主桁損傷を受けた２主桁橋の残存耐力に関する考察、土木学会論文集、No.647/I-51、pp.241-251、2000.4.

4) 石川敏之、大倉一郎、藤森由浩：き裂を有する桁の曲げ耐荷力、構造工学論文集、Vol.52A、pp.57-66、2006.3.

5) 金　仁浩、山口隆司、北田俊行、中村智昭：ソールプレート周辺にき裂を有する鋼橋桁端部のせん断耐荷力特性に関する研究、土木学会論文集、Vol.64、No.4、pp.841-856、2008.11.

6) 山口隆司、金　仁浩、北田俊行、村本和之：大きなき裂損傷が発生した鋼桁橋の全体耐荷力に関する解析的検討、鋼構造論文集、第 16 巻、第 63 号、pp.15-25、2009.9.

7) Dussault Systemes Simulia: ABAQUS Use's Manual、 Ver. 6.12、 2012.

8) 福本唀士、吉田　博：くり返し荷重による 3 径間連続桁橋のたわみ安定性について、土木学会論文報告集、第 179 号、pp.13-22、1970.3.

9) 穴太聖哉、橋本国太郎、杉浦邦征、山口隆司：高性能万力を用いた疲労き裂の簡易応急補修法に関する解析的研究、鋼構造年次論文報告集、第 19 巻、pp.561-568、2011.11.

10)日本道路協会：道路橋示方書・同解説、I 共通編 II 鋼橋編、2012.3.

11)日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説、2012 年改訂版、2012.4.

12)臼倉　誠、山口隆司、豊田雄介、三ツ木幸子、金銅晃久：鈑桁端部の支点上のウェブと補剛材の下端腐食範囲の違いがその耐力特性に及ぼす影響、構造工学論文集、土木学会、Vol.57A、pp.724-734、2011.3.

13)劉　翠平、宮下　剛、長井正嗣：端部パネルの局部腐食をもつ I 形断面桁のせん断耐力に関する考察、構造工学論文集、土木学会、Vol.57A、pp.715-723、2011.3.

14)山口栄輝、赤木利彰：腐食した鋼 I 桁の支点部耐力に関する考察、構造工学論文集、土木学会、Vol.59A、pp.80-90、2013. 3.

15)山口栄輝、辻　浩幸：水平荷重を受ける端横桁の変形挙動に及ぼす腐食の影響、構造工学論文集、土木学会、Vol.60A、pp.105-113、2014.3.

16)玉越隆史、中洲啓太、石尾真理、武田達也、水津紀陽：鋼道路橋の局部腐食に関する調査研究、国土技術政策総合研究所資料、国土交通省国土技術政策総合研究所、No.294、2006.1.

17)田中大介、杉浦邦征、橋本国太郎、丹波寛夫：腐食した鋼橋桁端部の補修設計法に関する解析的研究、平成 25 年度土木学会関西支部年次学術講演会、I-42、2013.5.

18)丹波寛夫、橋本国太郎、田中大介、杉浦邦征：腐食した鋼桁端部の当て板補修に関する実験的研究、構造工学論文集、土木学会、Vol.60A、pp.94-104、2014.3.

19)永谷秀樹、明石直光、松田岳憲、安田昌宏、石井博典、宮森雅之、小幡泰弘、平山博、

奥井義昭：我が国の鋼トラス橋を対象としたリダンダンシー解析の検討、土木学会論文集 A、Vol.65、No.2、pp.410-425、2009.5.
20)笠野英行、依田照彦：米国ミネアポリス I-35W 橋の崩壊メカニズムと格点部の損傷評価、土木学会論文集 A、Vol,66 、No.2、pp.312-323、2010.6.
21)後藤芳顯、川西直樹、本多一成：リダンダンシー解析における鋼トラス橋の引張り斜材破断時の衝撃係数、構造工学論文集、Vol.56A、pp.792-805、2010.3.
22)URS Corporation : Fatigue evaluation and redundancy analysis、 Bridge No.9340、I-35W over Mississippi river、Draft report、2006.
23)橋本国太郎、中村衣里、杉浦邦征：既設鋼トラス橋の部材破断による衝撃係数および応力再配分の実測、構造工学論文集、Vol.59A、pp.180-189、2013.3.

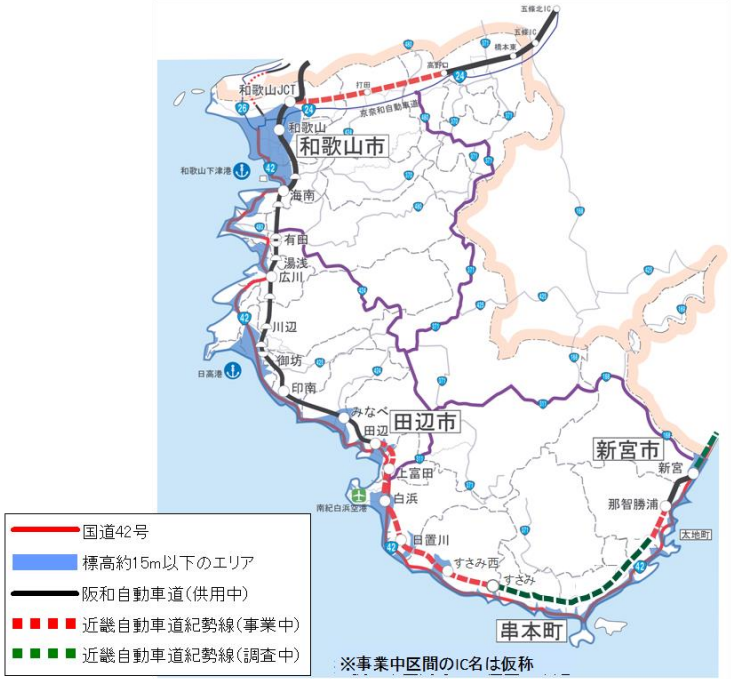
第５章　危機管理におけるアセットマネジメントの適用例

橋梁では、通常の活荷重（自動車、各種車両、歩行者）、死荷重、風荷重、地震荷重などを考慮して設計しているが、設計時に前提としていない事象が発生し得るという事が東日本大震災の教訓である。国民の安全・安心を確保するためには、予期できない大規模災害の襲来等の危機管理事象についても出来うる限りの備えをするべきであり、そのための措置を管理計画に盛り込むことが必要である。
橋梁の場合は、橋梁が流出、落橋した場合の措置をあらかじめ想定しておく必要がある。近傍に十分に代替機能を持った迂回路がある場合は、迂回路の周知をすればよい。迂回路がない場合は、被災者の救出、復旧・復興作業、孤立集落へのアクセスなどのための通行を確保するための備えを管理計画に含める必要がある。ここでは、大津波により橋梁が流出した場合を想定した対応と大規模洪水等で橋梁が落橋もしくは埋没した場合の応急橋の開発の事例を紹介する。

５－１　津波による橋梁流出の対応事例

５－1－1　南海トラフ巨大地震に備えた対応

２０１１年３月１１日に発生した東日本大震災では、耐震対策がとられており比較的被害が小さかった東北自動車道、国道４号を主軸とし、横断方向の国道１１～１５ルートを介して三陸沿岸部の道路啓開・復旧を実施した。しかしながら、紀伊半島等多くの地域では主軸となる幹線道路が未整備もしくは存在しない。



たとえば、和歌山県では、災害救助の主軸となる高速道路が、田辺市までしか開通しておらず、近畿自動車道紀勢線の田辺市以南については、事業着手に至っていない区間もあり全線開通までにしばらく時間を要する。当該地域は、南海トラフ巨大地震の発生が懸念されており、その際には、最大で２０ｍの津波（すさみ町）の襲来が予測されている。国道４２号は約８割が、標高約１５ｍ以下に位置しており、東日本大震災の被害を考えると、当該地域に大津波が襲来した場合、国道４２号もいくつかの道路橋が流される恐れがある。当該地域の幹線道路は国道４２号のみであり、橋梁が１橋でも流出すると迂回路がないため、救出・救援に向かう車両が通行できなく、地域も孤立する。このため、巨大地震等の災害に備えて、国道４２号の道路啓開・復旧が早期にできるように準備することが急務である[1) 2)]。

５－１－２　取り組みの概要

発災後短期間で緊急車両（救急車や消防車等）が通行できるようにするため、道路啓開及び流された橋梁部の早期仮復旧を目指した対策を検討し、そのために必要な準備をする。

①道路啓開の手順

１）高速道路が開通している田辺市以北の地域

田辺市以北は、既存の高速道路（阪和自動車）が概ね標高１５ｍ以上の位置を通過し津波の影響が及ばないと想定されるため、早期の啓開が可能である。

２）高速道路が整備されていない田辺市以南の地域

田辺市以南は、高速道路が未整備であり、国道４２号が唯一の緊急輸送道路となっているが、迂回路もないため、国道４２号を主軸とした道路啓開しかできない。

内陸部から沿岸部にアクセスできる大型車が通行可能な道路がないため、国道４２号の啓開は国道４２号自身の田辺市側及び新宮市側からの２ルートのみしかない。

したがって、当該地域に大津波が来襲したときの危機管理対応は、主軸となる国道４２号について、津波により流出した橋梁を一刻も早く応急復旧することにつきる。

図 5-2　国道42号の啓開ルート

②橋梁部の仮復旧対策

１）仮復旧の備えを行う橋梁の抽出

田辺市以南の国道４２号の橋梁全 112 橋のうち、津波により流される可能性がある橋梁を以下の手順で抽出する。

ｉ．標高約１０ｍ以下※に位置する橋梁が３７橋ある。

（※東日本大震災で流された国道４５号の橋梁は、標高約１０ｍ以下であった。）

ⅱ．ｉの橋梁のうち、河口部からの距離が 500m 以下※に位置する橋梁が２７橋ある。

（※東日本大震災で流された国道４５号の橋梁は、河口部からの距離が 500m 以下であった。）

ⅲ．ⅱの橋梁のうち、緊急車両が通行可能な迂回路が上流側にあり、迂回路の橋梁が津波に流されない位置（標高１０ｍ以上または河口部からの距離が 500m 以上）にある橋梁（７橋）を除くと２０橋となる。

ⅳ． 但し、日置川については河口部付近の川幅が広く、内陸部（500m 以上）まで津波が遡上する恐れがあるため、日置川に架かる２橋（日置大橋及び日置橋：河口部からの距離 1000m）についても仮復旧の備えを行う。

ⅴ．したがって、仮復旧の備えを必要とする橋梁は２２橋となる。

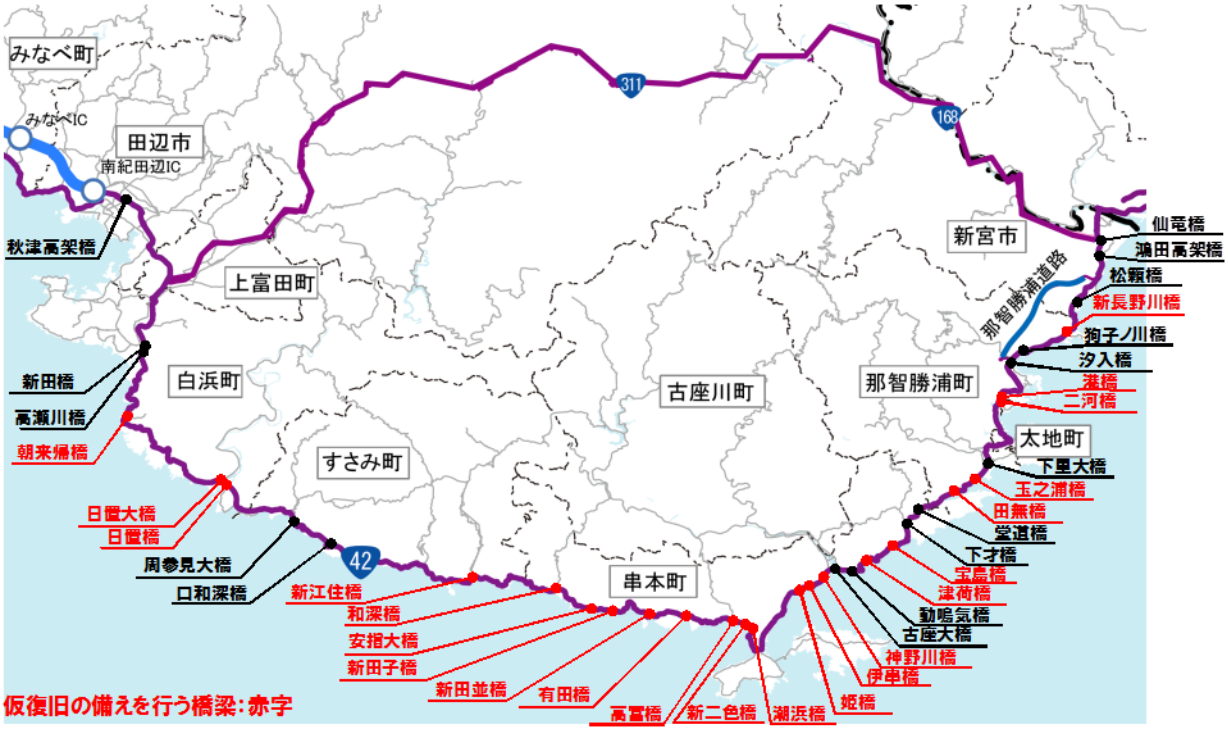


図 5-3 仮復旧の備えを必要とする橋梁

２）仮復旧の方法

基本的に、流された橋梁の現位置または近傍上流の迂回路に仮復旧する。

仮復旧の方法は図 5-4 に示す、３つの工法から現地状況により選択する。すなわち、川幅が狭い場合は、H 形鋼と覆工板を組み合わせて架設する。川幅が少し広い場合は、大型土のうを併用する。川幅が広い場合は、コルゲートパイプにより、河川の流水機能を確保し土のうと敷鉄板で通行路を構築する。

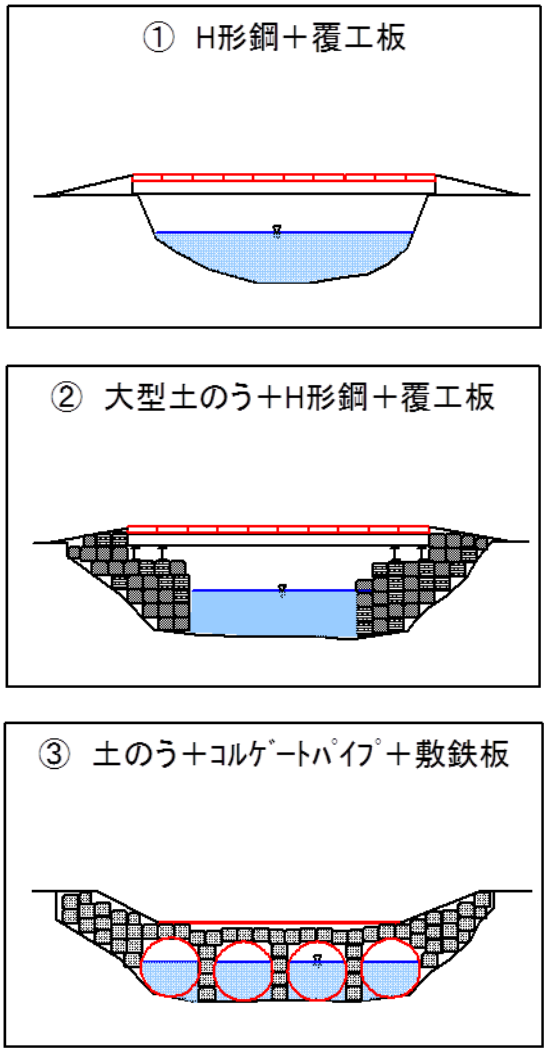


図 5-4 仮復旧の3つの方法

３）仮復旧に必要な資材と保管

２２橋が流出した場合に仮復旧に必要な主な資材の量を試算すると以下の通りとなる。

H形鋼：２５０ｔ
覆工板：５００ｔ
コルゲートパイプ：２００ｔ
大型土のう：１，０００袋

これらの資材を、田辺、すさみ、串本、那智勝浦市内の８ヶ所に分散して保管することとする。

その際、資材は台風等他の災害が発生した場合に優先的に活用する事とし、使用分は順次補給するなど有効利用に努める。

４）仮復旧に必要な機械の確保

仮復旧でH形鋼や覆工板を吊すのに使うトラッククレーン等必要な建設機械については、現地で確保することを基本とするが、被災等により現地での確保が困難な場合は、自衛隊に要請しエアクッション艇等で輸送することも検討する。

５－２　「緊急仮設橋」の開発事例

５－２－１　「緊急仮設橋」開発の背景

平成２３年３月１１日に発生した東日本大震災では、宮城県、岩手県、青森県の沿岸部を通過する国道４５号橋梁のうち、５橋が津波により上部工を流失するなどの被災を受けた。

近畿地方では、近い将来に東南海・南海地震の発生が予想されている。その場合、紀伊半島の沿岸部を通過する国道４２号の橋梁が津波により流失することが想定され、救命・救急や資機材の運搬など発災後の活動に大きな支障が生じる。

一方、国土交通省地方整備局及び資材メーカー等では応急仮設橋を保有しているが、比較的長期間の使用を前提としていることから、構造が大規模で組立て及び架設には大型クレーンが必要となるとともに、利用できるまでに設置期間として１～２ヶ月の日数を必要とする。

そのため、現地で調達が可能な汎用性のある機械を使用して短時間で架設が可能な新たな「緊急仮設橋」を開発した。

５－２－２　「緊急仮設橋」の考え方

①開発の前提条件

大規模災害時における人命救助が７２時間を目安としていることから、発災後３日目には利用が可能となるよう簡便な架設とすることが求められる。また、施工に関しても、現地で調達できる一般的な能力の機械により、運搬、組立、架設が可能な「緊急仮設橋」とする。

②橋長

災害時に河川内に柱(橋脚)を設置することは困難であるため、１スパン(単純)の橋梁とした。

また、地震・津波に直面している紀伊半島の国道４２号をモデルとして、堤防と河床との高低差などにより土工による緊急路構築が困難な橋梁を勘案し、橋長を最長６０ｍに設定した。なお、現在一般的に使われている応急仮設橋の橋長は最大約６０ｍである。

③幅員

通行することが想定される車両のうち、車幅の大きいのは、ブルドーザとクレーン車（２５ｔ級）であり、それらの車両が余裕を持って走行できる車道幅員と路肩を確保するため、有効幅員を５ｍと設定した。

④活加重の設定

通行することが想定される車両のうち、最も重量の大きいクレーン(２５ｔ級)車の走行

に耐えられる荷重とする。なお、通行規制を実施した上での徐行走行とすることで衝撃係数は考慮しない。

５－２－３　試設計の結果

①　主桁形式

道路橋の鋼橋で実績の多い鈑桁、箱桁、トラス桁の３構造について比較検討を行い、設計、製作が容易で、鋼重が小さく、架設が容易な「鈑桁形式」を選定した(表 5-1)。

表 5-1　主桁形式の比較(形式別鋼重)

主桁形式	鈑桁	箱桁	トラス桁
鋼　重	646kN/橋	878kN/橋	1,303kN/橋

「緊急仮設橋」の運搬や現地での組立て、架設は、災害の混乱時に経験の少ない作業員でも容易に行えるように、橋長６０ｍを７ブロックに分割した「ユニット構造」とし、各１ブロック当たりの主桁の長さや横組構造を統一することで、運搬、組立て順序に捕らわれない現地での作業が可能なるようにした。また、主桁本数は、組立て時間が最小となる２主桁とした。

②　架設方法

現地で調達できるクレーンはたかだか２５ｔ級であり、その回転半径は吊り重量を無視しても２８ｍであり、６０ｍの橋梁の架設には最小でも３０ｍの回転半径が必要となるため、クレーンによる架設は困難である。そこで、「緊急仮設橋」の架設は、津波等の災害発生時に河川内でのベント架設は困難であると考えられることから、２７ｔ級ブルドーザで押し出す、「送り出し工法」とした。また、時間短縮のため、主桁・横桁・縦桁・床版の組立ては、陸上部で行う。しかし、全ての部材を陸上部で組み立てて送り出す場合、桁先端のたわみが対岸到着時に死荷重により大きくなるため、架台の設置など補助工法が必要となる。そこで、床版を除く主部材を陸上部で組み立てて送り出し、桁が対岸到達後に床版をクレーンで設置する桁単独での「送出し架設」とした(表 4-2)。

表 5-2　仮設方法の比較(たわみ量)

架設方法	一括送り出し	桁のみ送り出し
たわみ量	3,612 ㎜	1.999 ㎜

なお、２主桁の路面構造は、「上路式」と「下路式」が考えられ、現地盤との高さの擦り付け量が少なく、アプローチ部の土工作業が早く完了する「下路式構造」とした。

③　主桁等の材質

送り出し架設では、死荷重を軽減し対岸到着時のたわみ量を最小に押さえることが重要である。主桁の材質は、鋼、アルミ、ＦＲＰを検討したが、剛性（たわみ量）を勘案し「鋼桁」を選定した(表 5-3)。また、鋼材は、剛性が高く、高強度のため板厚さが薄くでき、結果的に軽量となるＳＭ５７０材を選定した(表 5-4)。

表 5-3 材料特性

	鋼 (SM570)	アルミニウム (A6061-T6)	FRP
単位体積重量	77.0 kN/m^3	26.5 kN/m^3	19.0 kN/m^3
ヤング係数	20.0×10^4 N/mm^2	7.0×10^4 N/mm^2	2.4×10^4 N/mm^2
せん断弾性係数	7.7×10^4 N/mm^2	2.7×10^4 N/mm^2	1.2×10^4 N/mm^2

ヤング係数 ： 垂直応力度σと、縦の歪み度εの比（変形しにくさを表す係数）

せん断弾性係数 ： せん断応力とその時に生じる変形との比（変形のしやすさをきめる物性値）

表 5-4 鋼材たわみ量

材質	SM570 材	SM490 材
たわみ量	1,219 mm	1,999 mm
鋼　重	586 kN/橋	646 kN/橋

床版を構造部材とする場合、主桁と一体化する必要があり、ＨＴＢによる連結作業のため、施工が長期化するので、床版は「二次部材」とした。

床版形式は、覆工板（220 kg／m^2）、アルミ床版(100 kg／m^2)，ＦＲＰ床版（80 kg／m^2）の内、軽量で主桁への負担が軽減できる「アルミ床版」と「ＦＲＰ床版」を選定した(表 5-5、図 5-5)。

表 5-5 材質別床版形式

	覆工板		アルミニウム床版		ＦＲＰ床版	
m^{2}当たり重量 (1 橋当たり重量)	220 kg/m^2 (67.2 ﾄﾝ)	○	100 kg/m^2 (30.5 ﾄﾝ)	◎	80 kg/m^2 (24.4 ﾄﾝ)	◎
m^{2}当たり概算費用 (1 橋当たり費用)	48 千円/m^2 (14,640 千円)	◎	356 千円/m^2 (108,580 千円)	○	184 千円/m^2 (56,120 千円)	◎

平成 25 年 6 月末時点　近畿地方整備局調べ

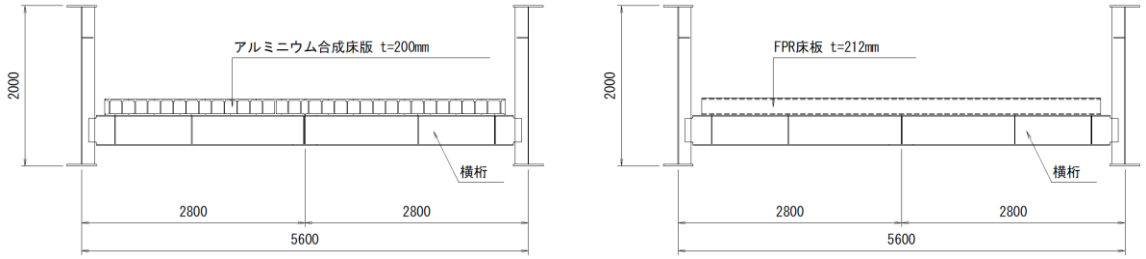


図 5-5 アルミ床版とFRP床版

④　主桁部材の連結方法

橋長６０ｍを７ブロックに分割して保管、運搬を行うこととしたが、７ブロックを連結して６０ｍ橋梁にするために、従来の添接板とＨＴＢで桁同士を接合している方法(図 5-6)では多数のＨＴＢの締め付けが必要となり、その施工に長時間を要することとなる。

そのため、主桁をＬ型に切欠きフランジを付けた「載せかけ構造」を採用した(図 5-7)。これにより組立て時の転倒防止用の支えやボルトの仮締めがなくても安定した１次連結が可能となるとともに、ＨＴＢが引張ボルトとなるために大幅な本数の削減が可能となった(表 5-6)。

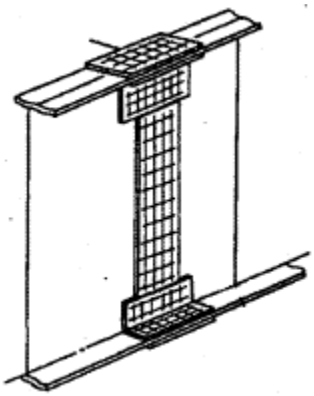


図 5-6 従来型添接部形状

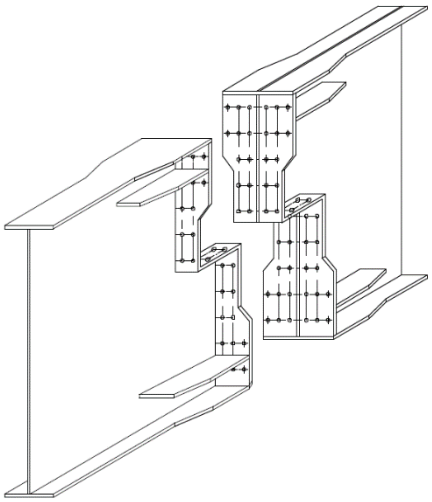


図 5-7 今回検討添接部形状

表 5-6 ボルト本数

添接部形状	従来型	ボルト削減型
ボルト本数	104 本/連結	56 本/連結

⑤　概略の施工時間

当該「緊急仮設橋」に関して、ブルドーザーによる送り出し、ＨＴＢの削減、縦桁の省略など様々な工夫により、着工から約 41 時間で緊急車が通行できると想定している(表 5-7)。

５－１で津波により橋梁が流出した場合の仮復旧対応としてＨ形鋼・覆工板で架設またはコルゲートパイプ、敷鉄板を使った復旧工法を示した。また、本節では緊急仮設橋の開発事例を詳述した。表 5-8 に示すように、従来の架設トラスの施工には相当の日時が必要であるため、緊急の用には不適当である。大災害時に人命を救助するには、72 時間（３日間）以内というのが目安といわれているが、本章で示したＨ形鋼・覆工板、コルゲートパイプ、敷鉄板を使った復旧工法および緊急仮設橋のいずれも 48 時間（２日間）以内に架設可能であり、大災害時の救命・救援に大変有用であると考える。

表 5-7　緊急仮設橋の施工時間

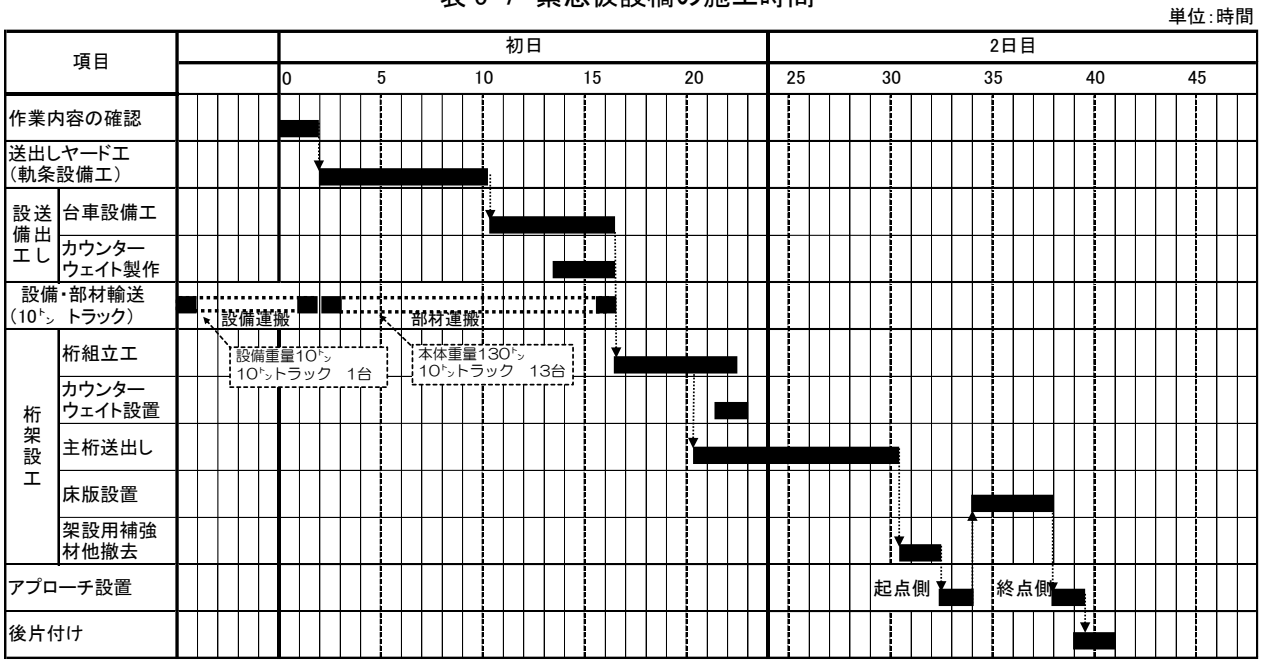


表 5-8　各種仮設橋の施工日数

施工法	規格	日数
応急組立仮設トラス橋	桁長 40m	46 日
プレスト管＋大型土嚢 2 段	Φ1500㎜、延長 68m	48 時間
緊急仮設橋	桁長 61m	41 時間

（参考）

施工法	規格	日数
プレスト管＋大型土嚢 2 段	延長 16m	90 分

H鋼桁橋	延長 12m	90 分

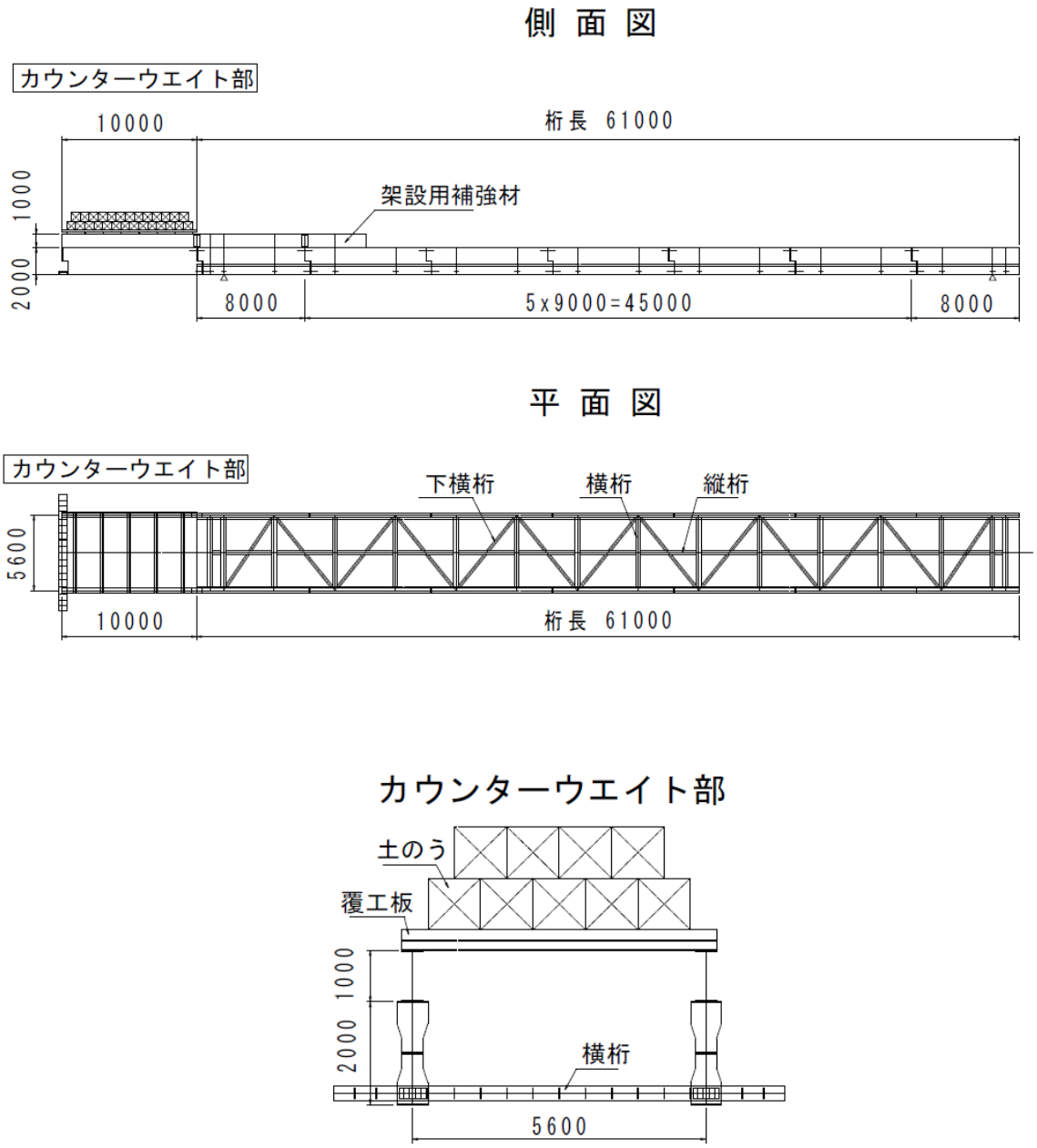


図 5-8 上部工構造一般図

第５章　参考文献

1) 国土交通省近畿地方整備局：大規模地震・津波を想定した応急仮設橋設置訓練，国土交通省近畿地方整備局 HP
http://www.kkr.mlit.go.jp/road/dorobosai/taisaku.html

2) 国土交通省近畿地方整備局：記者発表資料「東海・東南海・南海地震を想定し、紀伊半島沿岸部の道路啓開の進め方を策定」，平成 24 年 2 月 6 日
http://www.kkr.mlit.go.jp/road/ir/kisya_pdf/23_n_x/20120208_02.pdf

第６章　結論および今後の展望

６－１　アセットマネジメントの道路施設管理への適用

本研究では、管理計画策定、定期点検、危機管理等のそれぞれの段階において、アセットマネジメントを道路管理の現場へ適用する具体的な事例を述べてきた。今後、限られた公共事業予算の下で、効率的に橋梁等の道路インフラを管理して行くためには、的確な定期点検と適切な管理計画の策定が必要であり、道路利用者が、安心して安全に道路施設を利用できるように、災害や老朽化など様々な要因を考慮し、危機管理を考慮したマネジメントをする必要がある。以下に本研究の結論と、さらに高度なアセットマネジメントを行うための展望を述べる。

６－２　橋梁の LCC 推計手法について（第２章について）

第２章では、アセットマネジメントの重要な要素である、橋梁の LCC 推計手法を提案し、近畿地方整備局が管理する橋梁で、ほぼ理想的なタイミングで必要な補修工事を行う「予防保全」と必要なメンテナンスを行わないために劣化が進み、早期に架替えに至る「事後保全」の極端に異なる２種類の管理手法で LCC がどう変わるか試算した。試算は、確率的予測手法を使うのではなく、塩分による腐食の進展や大型車などの繰り返し荷重による疲労破壊などの既知の工学的知見による予測を参考に、「予防保全」と「事後保全」の管理方法を仮定して、LCC を推計した。当然の結果とはいえ、「予防保全」の方が LCC が小さくなり、更新時期を平準化できるという結果を得た。本研究では、工学的な知見に加えて実際の道路管理の経験により、適切な補修時期などを設定し、LCC を推計したが、全国の橋の形式や規模、全国の橋の状態の分析やグループ化を行うことや、補修工事により、どれくらいの延命効果があるのか、健全度がどれほど回復するかなど、効果の分析と記録を重ねて、全体のコストを最適化するための予防保全策や補修工法の信頼性を高めていくことが、LCC に基づく効率的な道路構造物の管理の構築に資すると考える。

６－３　橋梁点検の効率化（第３章について）

６－３－１　実際の点検結果の分析

点検は、橋梁等の道路構造物を管理する上で基本となる調査であり、点検結果を記録することにより、様々な工学的な知見が得られるものと考えられる。定期点検の結果を分析することで、部位、荷重、架設年次や適用基準、架設環境などの条件と損傷の関係を明らかにした。

第３章では、近畿地方整備局の管理する橋梁のほとんど全ての橋梁の点検が終了し、半数の橋梁で２巡目の点検が終了しているこのタイミングで、点検結果を取りまとめ分析した。現実の橋梁は、様々な要因が複雑に関係して損傷が発生していると考えられるため、

損傷について、単純に傾向が分析できるわけではないが、近畿地方整備局の橋梁の点検結果を詳細に分析することで、「鋼橋の主桁や鋼床版について桁端部の方が腐食の頻度が高く劣化の進行が速い」などいくつかの有意な傾向が得られた。これを端緒として、さらなる点検結果の分析が進むことを期待する。部位・構造や架設環境などの条件と損傷の傾向が明らかとなると、以後の定期点検において、着目するポイントがわかり、点検の効率化が図れるとともに、点検の質が向上すると考えられる。また、重点的に見るべき箇所の特定も可能となる。加えて、補修履歴と点検結果を合わせて分析することにより、各種補修方法の有効性や補修した場合の老朽化するスピードなどが推察でき、補修工法の選択や次の補修時期の目安がわかる。

さらに、点検結果の分析により、損傷発生原因を確認することで、例えば、伸縮装置からの漏水が主原因である損傷など、損傷を引き起こす原因と損傷の関係を明らかにすることができ、効果的な対策の検討が可能となった。

６－３－２　点検結果と劣化予測について

2004 年の橋梁点検要領（案）の改定以降、順次点検が続けられ、全国の直轄道路にかかる橋梁については、ほぼ２巡目の点検が行われているところである。そして数年後には３巡目の点検が始まることとなる。これにより、概念的には、橋梁部位毎の損傷の進行の傾向が推察できることになる（図 6-1）。しかしながら、橋梁の損傷は、橋梁部位、構造、架設年次（内的要因）、交通量、架設環境（外的要因）などの様々な条件に関係する。したがって、損傷の広がりや程度を評価し、損傷を引き起こした要因もある程度推察したうえで、専門的な経験を踏まえて、健全度合いを総合的に診断することが重要であり、すなわち、点検データを単純に並べるだけで将来の劣化度合いが推測できるわけではないことを理解する必要があることを示した。

一方で、２章のような試算を行うときには、適切に定める橋梁のグループごとに維持管理シナリオの設定を行っているが、劣化傾向に応じて橋梁のグループを適宜みなすことで、全橋梁の補修・更新費の適正化が図られると期待されること、また、部位・構造や架橋条件などの条件と劣化傾向の違いを把握し、設計法や使用材料等の選定等にフィードバックすることも期待されることから、点検結果を蓄積と劣化傾向分析を引き続き実施することが望まれる。

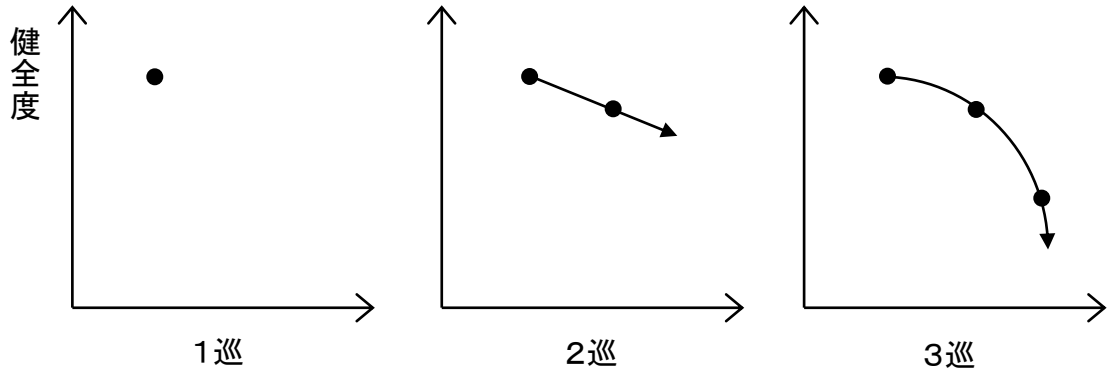


図 6-1　点検頻度と劣化曲線

６－４　構造冗長性を考慮した点検の信頼性向上に係る検討（第４章について）

点検は、橋梁等の道路構造物を管理する上で基本となる調査であり、その信頼性を向上させることは、道路構造物のマネジメントの信頼性につながる。複雑な橋梁の設計における数値解析技術の活用についてはこれまで普及が進んできているが、今後、点検においても、数値解析の活用を図っていくことで、点検やアセットマネジメントの信頼性の向上にどのように寄与するのかを把握しておくことは、アセットマネジメントの実践において重要と考えた。

連続鋼版桁橋の主桁にき裂が生じた場合、単純鋼鈑桁橋の桁端部に腐食が生じた場合、また、上路式及び下路式のトラス橋の一部の部材に破断が生じた場合を想定し、橋全体系の応力状態の変化をシェル要素などを用いてモデル化した有限要素解析により求めた結果、損傷の発生によって応力状態が厳しくなる部材を把握できる可能性が認められた。また、本研究で対象とした上路式と下路式のトラスについては、部材破断が生じたことで連鎖的に部材が降伏し、最終的に落橋に至るまでのリダンダンシーに差があることなども評価できた。併せて、よく言われるように、いずれのケースでも床版の健全性が橋全体系の挙動に大きく影響を与えることも認められた。

以上の結果から、当該橋梁の損傷状態を予め把握して点検を行うだけでなく、既知の損傷に応じた橋全体系における応力状態の変化に応じて特に慎重な点検が求められる部材や、当該損傷が別な箇所の損傷を引き起こす可能性を予め把握しておくなど、豊富な情報に基づいて点検を行うことが、点検の信頼性の向上につながる可能性を確認できた。

６－５　危機管理におけるアセットマネジメント（第５章について）

本研究では、第１章で示したように、アセットマネジメントの概念の中に、危機管理状態の対応方策も含めてマネジメントすることを提案している。第５章では、橋梁が設計時

に前提としていない何らかの原因で、落橋・崩落・重大な損傷などの事象が発生することも考慮した場合の例を示した。

５－１では、紀伊半島に大津波が来襲して、橋梁が流出した場合を想定した対応例を示した。すなわち、設計時に想定した以上の巨大地震による津波に対しては、対象橋梁が落橋・崩落しないように設計するのではなく、仮に落橋・崩落しても、早急に交通が確保できるように準備することが合理的であることを示した。

５－２では、大規模水害により、橋梁が流出・崩落した場合の対応例を示した。この場合も５－１の例と同様に、設計時には想定していなかった巨大地震や豪雨に対しては、落橋や崩落など橋梁が大きな損傷を受けた場合に、一刻も早く交通を確保し、災害復旧や復興に資することが肝要である。そのために、当該橋梁について損傷を受けないよう強固な設計をするのではなく、仮に落橋・崩落した場合に、可能な限り早急に、仮橋を架けることを考えた。従来の応急橋よりも極めて短期間で架設できる「緊急架設橋」を開発した。

従来は、橋梁等の道路構造物を建設する際には、設計時に想定している以上の荷重が加わり、落橋、崩落、重大な損傷を受けることは想定していない。しかしながら、今後、重要な道路構造物を計画する際には、こうした橋梁が機能しなくなる事態を予め想定し、その対応方策も含めて計画することが危機管理上も、また、道路構造物補修・補強方針を決定するうえでも極めて重要であることを示した。

６－６　今後の展望

橋梁をはじめとする社会資本の老朽化が加速的に進む一方で、我が国の財政事情から建設投資はもとより、メンテナンスについても厳しい予算制約が続いている。道路施設については、今世紀に入った頃から、適切な管理をしていく必要性が強く認識され始め、アセットマネジメントの概念が公共施設の管理分野に導入され、確率手法等を活用した橋梁や舗装のマネジメント・システム（BMS,PMS）の研究が多くなされている。しかしながら、実際の道路管理の現場では、十分にアセットマネジメントの概念が浸透しておらず、「荒廃するアメリカ」の再来が強く懸念される。

折しも、東北大震災が日本列島を襲い、続いて紀伊半島大水害が近畿南部地方を襲った。我が国の道路管理者は、橋梁を初めとする道路施設の効率的な管理に加えて、大規模災害時の備えについても求められることになった。

本研究は、従来のアセットマネジメントの概念に、危機管理計画を加えることを提案し、その上で、点検、将来予測、危機管理の際の対応などの諸場面に対して、実際の現場でアセットマネジメントの考え方を実践する手法の例も示した。本研究が、今後の高度な道路管理の一助となることを期待している。

謝辞

本論文は、筆者が、国土交通省で経験し、考察した道路保全に係わる取り組みや考え方を、一連の研究成果としてとりまとめたものです。

本論文を完成させるあたり、終始懇切丁寧なご指導、また、知見の拡張についてご教示いただきました京都大学大学院　杉浦邦征先生には、心より感謝の意を表しますとともに、厚く御礼申し上げます。

京都大学大学院教授　白土博通先生、同教授　河野広隆先生には、本研究のとりまとめにあたり、貴重なご意見、ご指導、を承りました。深く感謝の意を表します。また、京都大学大学院教授　木村亮先生、同教授　藤井聡先生には、本研究について、貴重な意見を承りました。深く感謝の意を表します。

そして、京都大学名誉教授　渡邊英一先生には、私が京都大学の学生のころより、終始温かい激励を頂くとともに、ブリッジマネジメントなど我が国の道路管理行政の将来像についての方向性をご示唆頂きました。心から御礼申し上げます。

関西大学教授　古田均先生には、アセットマネジメントの実践的活用の可能性についてご教示頂きましたこと、心から感謝いたします。

近畿地方整備局設置の「緊急仮設橋に関する検討会」の委員各位には、緊急仮設橋の開発について、貴重な助言を頂きました。深く謝意を表します。

そして、本研究に係わる膨大なデータ分析の実施、設計や実験にあたっては、多くの方のご尽力及びご助言をいただきました。改めて感謝いたします。

最後に、本論文をとりまとめるにあたり、応援してくれた妻、娘、そして両親に感謝したいと思います。

APPENDIX

橋梁の LCC 推計手法について

A．１　補修時期および補修工法の設定

本文の表　に示す各ケースについて、各シナリオに応じた橋梁各部材の補修時期および補修工法を設定する。以下に設定結果（2 シナリオ×11 ケース＝22 モデル）を示す。

CASE 1　鋼橋・塩害地域・大型車交通量の影響大・S47道示以前

【予防保全型】

部材		劣化要因	補修時期・補修工法			
桁		塗装劣化・腐食	10年サイクル	塗装塗替え	50年目　橋梁更新	
		疲労	40年目	補修溶接		
床版	RC床版	疲労	40年目	床版打換		
橋脚・橋台		塩害	20年目	断面修復（小規模）		
鋼製支承		経年劣化	30年目	交換		
桁・床版・下部工		経年劣化	25年サイクル	部分補修		
高欄・地覆		経年劣化	25年サイクル	部分補修		
伸縮装置		経年劣化	30年サイクル	交換		

【事後保全型】

部材		劣化要因	補修時期・補修工法			
桁		塗装劣化・腐食	15,30年目	塗装塗替え	40年目　橋梁更新	
		疲労	－			
床版	RC床版	疲労	－			
橋脚・橋台		塩害	－			
鋼製支承		経年劣化	30年目	交換		
桁・床版・下部工		経年劣化	25年サイクル	部分補修		
高欄・地覆		経年劣化	25年サイクル	部分補修		
伸縮装置		経年劣化	30年サイクル	交換		

CASE 2　鋼橋・塩害地域・大型車交通量の影響大・S47道示以降

【予防保全型】

部材		劣化要因	補修時期・補修工法			
桁		塗装劣化・腐食	10年サイクル	塗装塗替え	100年目　橋梁更新	
		疲労	40年目	補修溶接		
床版	RC床版	疲労	40年目	炭素繊維接着	60年目　上面増厚	80年目　床版打換
橋脚・橋台		塩害	20年目	断面修復（中規模）	50年目　電気防食	
鋼製支承		経年劣化	30年目	交換		
桁・床版・下部工		経年劣化	25年サイクル	部分補修		
高欄・地覆		経年劣化	25年サイクル	部分補修		
伸縮装置		経年劣化	30年サイクル	交換		

【事後保全型】

部材		劣化要因	補修時期・補修工法			
桁		塗装劣化・腐食	15,30年目	塗装塗替え	40年目　橋梁更新	
		疲労	－			
床版	RC床版	疲労	－			
橋脚・橋台		塩害	－			
鋼製支承		経年劣化	30年目	交換		
桁・床版・下部工		経年劣化	25年サイクル	部分補修		
高欄・地覆		経年劣化	25年サイクル	部分補修		
伸縮装置		経年劣化	30年サイクル	交換		

CASE 3　鋼橋・塩害地域・大型車交通量の影響小・S47道示以前

【予防保全型】

部材		劣化要因	補修時期・補修工法			
桁		塗装劣化・腐食	10年サイクル	塗装塗替え	50年目	橋梁更新
床版	RC床版	疲労	40年目	炭素繊維接着		
鋼製支承		経年劣化	30年目	交換		
橋脚・橋台		塩害	20年目	断面修復（小規模）	50年目	電気防食
桁・床版・下部工		経年劣化	25年サイクル	部分補修		
高欄・地覆		経年劣化	25年サイクル	部分補修		
伸縮装置		経年劣化	30年サイクル	交換		

【事後保全型】

部材		劣化要因	補修時期・補修工法			
桁		塗装劣化・腐食	15,30年目	塗装塗替え	40年目	橋梁更新
床版	RC床版	疲労	－		－	
鋼製支承		経年劣化	30年目	交換		
橋脚・橋台		塩害	－			
橋脚・橋台		経年劣化	25年サイクル	部分補修		
高欄・地覆		経年劣化	25年サイクル	部分補修		
伸縮装置		経年劣化	30年サイクル	交換		

CASE 4　鋼橋・塩害地域・大型車交通量の影響小・S47道示以降

【予防保全型】

部材		劣化要因	補修時期・補修工法			
桁		塗装劣化・腐食	10年サイクル	塗装塗替え	100年目	橋梁更新
床版	RC床版	疲労	60年目	炭素繊維接着	80年目	上面増厚
鋼製支承		経年劣化	30年目	交換		
橋脚・橋台		塩害	20年目	断面修復（小規模）	50年目	電気防食
桁・床版・下部工		経年劣化	25年サイクル	部分補修		
高欄・地覆		経年劣化	25年サイクル	部分補修		
伸縮装置		経年劣化	30年サイクル	交換		

【事後保全型】

部材		劣化要因	補修時期・補修工法			
桁		塗装劣化・腐食	15,30年目	塗装塗替え	40年目	橋梁更新
床版	RC床版	疲労	－		－	
鋼製支承		経年劣化	30年目	交換		
橋脚・橋台		塩害	－			
桁・床版・下部工		経年劣化	25年サイクル	部分補修		
高欄・地覆		経年劣化	25年サイクル	部分補修		
伸縮装置		経年劣化	30年サイクル	交換		

CASE 5　鋼橋・塩害地域以外・大型車交通量の影響大・S47道示以前

【予防保全型】

部材		劣化要因	補修時期・補修工法			
桁		塗装劣化・腐食	15年サイクル	塗装塗替え	70年目　橋梁更新	
		疲労	40年目	補修溶接		
床版	RC床版	疲労	40年目	床版打換		
鋼製支承		経年劣化	30年目	交換		
桁・床版・下部工		経年劣化	25年サイクル	部分補修		
高欄・地覆		経年劣化	25年サイクル	部分補修		
伸縮装置		経年劣化	30年サイクル	交換		
橋脚・橋台		中性化	40年目	炭素繊維		

【事後保全型】

部材		劣化要因	補修時期・補修工法			
桁		塗装劣化・腐食	20年サイクル	塗装塗替え	60年目　橋梁更新	
		疲労	50年目	当て板・横桁増設		
床版	RC床版	疲労	40年目	床版打換		
鋼製支承		経年劣化	30年目	交換		
桁・床版・下部工		経年劣化	25年サイクル	部分補修		
高欄・地覆		経年劣化	25年サイクル	部分補修		
伸縮装置		経年劣化	30年サイクル	交換		
橋脚・橋台		中性化	50年目	断面補強		

CASE 6　鋼橋・塩害地域以外・大型車交通量の影響大・S47道示以降

【予防保全型】

部材		劣化要因	補修時期・補修工法			
桁		塗装劣化・腐食	15年サイクル	塗装塗替え	100年目　橋梁更新	
		疲労	40年目	補修溶接		
床版	RC床版	疲労	40年目	炭素繊維接着	60年目　上面増厚	80年目　床版打換
鋼製支承		経年劣化	30年目	交換		
桁・床版・下部工		経年劣化	25年サイクル			
高欄・地覆		経年劣化	25年サイクル			
伸縮装置		経年劣化	30年サイクル			
橋脚・橋台		中性化	40年目	炭素繊維		

【事後保全型】

部材		劣化要因	補修時期・補修工法			
桁		塗装劣化・腐食	20年サイクル	塗装塗替え	60年目　橋梁更新	
		疲労	50年目	当て板・横桁増設		
床版	RC床版	疲労	50年目	上面増厚	70年目　床版打換	
鋼製支承		経年劣化	30年目	交換		
桁・床版・下部工		経年劣化	25年サイクル			
高欄・地覆		経年劣化	25年サイクル			
伸縮装置		経年劣化	30年サイクル			
橋脚・橋台		中性化	50年目	断面補強		

CASE 7　鋼橋・塩害地域以外・大型車交通量の影響小・S47道示以前

【予防保全型】

部材		劣化要因	補修時期・補修工法				
桁		塗装劣化・腐食	15年サイクル	塗装塗替え	70年目	橋梁更新	
床版	RC床版	疲労	40年目	炭素繊維接着	60年目	上面増厚	
鋼製支承		経年劣化	30年目	交換			
桁・床版・下部工		経年劣化	25年サイクル	部分補修			
高欄・地覆		経年劣化	25年サイクル	部分補修			
伸縮装置		経年劣化	30年サイクル	交換			
橋脚・橋台		中性化	40年目	炭素繊維			

【事後保全型】

部材		劣化要因	補修時期・補修工法				
桁		塗装劣化・腐食	20年サイクル	塗装塗替え	60年目	橋梁更新	
床版	RC床版	疲労	50年目	上面増厚	－		
鋼製支承		経年劣化	30年目	交換			
桁・床版・下部工		経年劣化	25年サイクル				
高欄・地覆		経年劣化	25年サイクル				
伸縮装置		経年劣化	30年サイクル				
橋脚・橋台		中性化	50年目	断面補強			

CASE 8　鋼橋・塩害地域以外・大型車交通量の影響小・S47道示以降

【予防保全型】

部材		劣化要因	補修時期・補修工法				
桁		塗装劣化・腐食	15年サイクル	塗装塗替え	100年目	橋梁更新	
床版	RC床版	疲労	60年目	炭素繊維接着	80年目	上面増厚	－
鋼製支承		経年劣化	30年目	交換			
桁・床版・下部工		経年劣化	25年サイクル				
高欄・地覆		経年劣化	25年サイクル				
伸縮装置		経年劣化	30年サイクル				
橋脚・橋台		中性化	40年目	炭素繊維			

【事後保全型】

部材		劣化要因	補修時期・補修工法				
桁		塗装劣化・腐食	20年サイクル	塗装塗替え	60年目	橋梁更新	
床版	RC床版	疲労	－				
鋼製支承		経年劣化	30年目	交換			
桁・床版・下部工		経年劣化	25年サイクル	部分補修			
高欄・地覆		経年劣化	25年サイクル	部分補修			
伸縮装置		経年劣化	30年サイクル	交換			
橋脚・橋台		中性化	50年目	断面補強			

CASE 9　コンクリート橋・塩害地域・1983年以前架設

【予防保全型】

部材	劣化要因	補修時期・補修工法				
桁	塩害	40年目	断面修復（大規模）	60年目	橋梁更新	
橋脚・橋台	塩害	45年目	断面修復（中規模）			
桁・床版・下部工	経年劣化	25年サイクル	部分補修			
高欄・地覆	経年劣化	25年サイクル	部分補修			
伸縮装置	経年劣化	30年サイクル	交換			

【事後保全型】

部材	劣化要因	補修時期・補修工法				
桁	塩害	45年目	断面修復（大規模）	50年目	橋梁更新	
橋脚・橋台	塩害	40年目	断面修復（中規模）			
桁・床版・下部工	経年劣化	25年サイクル	部分補修			
高欄・地覆	経年劣化	25年サイクル	部分補修			
伸縮装置	経年劣化	30年サイクル	交換			

CASE　10　コンクリート橋・塩害地域・1984年以降架設

【予防保全型】

部材	劣化要因	補修時期・補修工法			
桁	塩害	15年目	断面修復（小規模）	45,85年目 電気防食	100年目　橋梁更新
橋脚・橋台	塩害	20年目	断面修復（小規模）	50年目　電気防食	
桁・床版・下部工	経年劣化	25年サイクル	部分補修		
高欄・地覆	経年劣化	25年サイクル	部分補修		
伸縮装置	経年劣化	30年サイクル	交換		

【事後保全型】

部材	劣化要因	補修時期・補修工法		
桁	塩害	45年目	断面修復（大規模）	50年目　橋梁更新
橋脚・橋台	塩害	40年目	断面修復（中規模）	
桁・床版・下部工	経年劣化	25年サイクル	部分補修	
高欄・地覆	経年劣化	25年サイクル	部分補修	
伸縮装置	経年劣化	30年サイクル	交換	

CASE　11　コンクリート橋・塩害地域以外

【予防保全型】

■架設後40年以内の橋梁

部材	劣化要因	補修時期・補修工法		
桁	中性化	40年目	炭素繊維接着	120年目　橋梁更新
橋脚・橋台	中性化	40年目	炭素繊維接着	
桁・床版・下部工	経年劣化	25年サイクル	部分補修	
高欄・地覆	経年劣化	25年サイクル	部分補修	
伸縮装置	経年劣化	30年サイクル	交換	

■架設後40年を越える橋梁

部材	劣化要因	補修時期・補修工法		
桁	中性化	60年目	炭素繊維接着	85年目　橋梁更新
橋脚・橋台	中性化	60年目	炭素繊維接着	
桁・床版・下部工	経年劣化	25年サイクル	部分補修	
高欄・地覆	経年劣化	25年サイクル	部分補修	
伸縮装置	経年劣化	30年サイクル	交換	

【事後保全型】

部材	劣化要因	補修時期・補修工法		
桁	中性化	50年目	断面補強	75年目　橋梁更新
橋脚・橋台	中性化	50年目	断面補強	
桁・床版・下部工	経年劣化	25年サイクル	部分補修	
高欄・地覆	経年劣化	25年サイクル	部分補修	
伸縮装置	経年劣化	30年サイクル	交換	

Ａ．２　橋梁補修・更新単価の設定

Ａ．２－１　橋梁補修単価の設定

推計に用いる対象部材ごとの補修単価等を下表に整理する。

表 A.2-1　推計に用いる橋梁補修単価

対象部材	損傷要因	補修単価	補修工法	備考
RC 床版	疲労	60 千円/m2	炭素繊維接着	足場込み
		80 千円/m2	上面増厚	
		100 千円/m2	床版打換え	
コンクリート桁	塩害	33 千円/m2	断面修復（小規模）	断面修復後、表面塗装を実施
		39 千円/m2	断面修復（中規模）	
		48 千円/m2	断面修復（大規模）	
		100 千円/m2	電気防食	
		110 千円/m2	電気防食の更新	
	中性化	85 千円/m2	炭素繊維接着	
		130 千円/m2	断面補強	炭素繊維接着の 1.5 倍に設定
鋼桁	塗装劣化・腐食	14 千円/m2	塗装塗替え	
	疲労	9 千円/m2	補修溶接	
		70 千円/m2	当て板＋横桁増設	
橋脚・橋台	塩害	9 千円/m2	断面修復（小規模）	断面修復後、表面塗装を実施
		10 千円/m2	断面修復（中規模）	
		17 千円/m2	断面修復（大規模）	
		22 千円/m2	電気防食	
	中性化	23 千円/m2	炭素繊維接着	
		35 千円/m2	断面補強	炭素繊維接着の 1.5 倍に設定
支承	経年劣化	23 百万円/橋	交換（１回のみ）	鋼橋のみ対象
伸縮装置	経年劣化	8 千円/m2	交換	
高欄、地覆	経年劣化等	6 千円/m2	補修、取替	維持修繕費用
桁、床版、下部構造	経年劣化等	5 千円/m2	部分的補修	維持的費用

※単位：円/m2 は、橋面積当たりの単価を示す。

Ａ．２－２　橋梁更新単価の設定

平成 8 年 7 月 1 日から平成 18 年 6 月 30 日までに架替え工事に着手した一般国道（補助国道含む)、主要地方道、一般都道府県道の橋長 15m以上の橋梁を対象として、道路管理者にアンケート調査を実施した結果[1)]をもとに､架替え工事費単価を以下のとおり設定した。

・架替え工事単価（工事費ベース）

鋼橋	：	750 千円/m2	［直工 468.8 千円/m2＝750／1.6（諸経費率)］
コンクリート橋	：	860 千円/m2	［直工 537.5 千円/m2＝860／1.6（諸経費率)］

【参考文献】

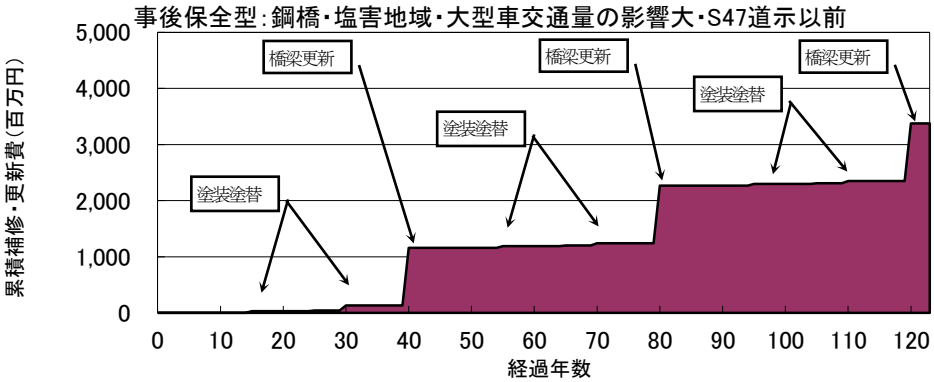
1）国総研資料第 444 号　橋梁の架替に関する調査結果（Ⅳ）

Ａ．３　補修・更新モデルの設定

以下に、各ケース、各シナリオについて、補修・更新時期および累積補修事業費を計算した結果を示す。

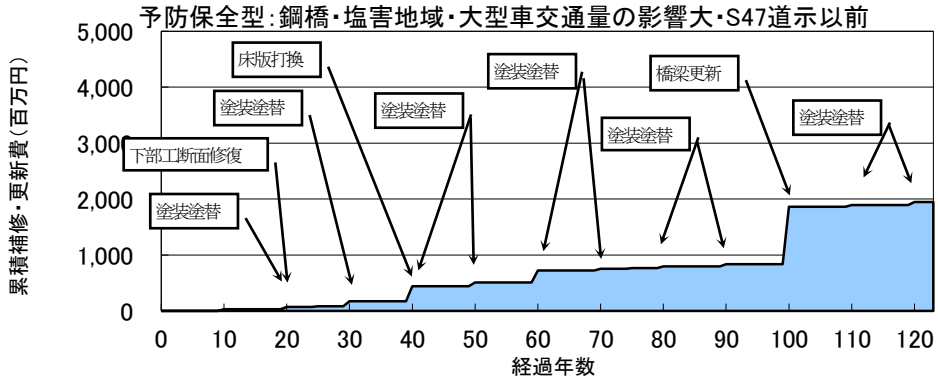
CASE　1：鋼橋・塩害地域・大型車交通量の影響大・S47 道示以前

【シナリオ１（事後保全型）】



年数	事業費（百万円）	部材	補修・工法
15	30.6	桁	塗装塗替え
25	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
30	89.7	桁	塗装塗替え
		鋼製支承	交換
		伸縮装置	
40	1026.5	橋梁更新	
55	30.6	桁	塗装塗替え
65	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
70	39.5	桁	塗装塗替え
		伸縮装置	交換
80	1026.5	橋梁更新	
95	30.6	桁	塗装塗替え
105	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
110	39.5	桁	塗装塗替え
		伸縮装置	交換
120	1026.5	橋梁更新	
計	3376.2		

【シナリオ２（予防保全型）】

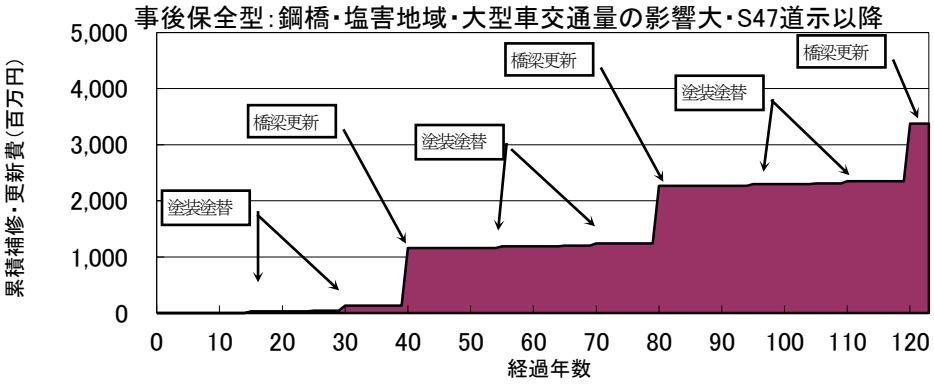


年数	事業費（百万円）	部材	補修・工法
10	30.6	桁	塗装塗替え
20	40.6	桁	塗装塗替え
		下部工	断面修復（小規模）
25	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
30	89.7	桁	塗装塗替え
		鋼製支承	交換
		伸縮装置	
40	268.6	桁	塗装塗替え
			補修溶接
		床版（RC床版）	床版打換
50	67.1	桁	塗装塗替え
		下部工	電気防食
		桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
60	214.2	桁	塗装塗替え
		伸縮装置	交換
70	30.6	桁	塗装塗替え
75	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
80	30.6	桁	塗装塗替え
90	39.5	桁	塗装塗替え
		伸縮装置	交換
100	1026.5	橋梁更新	
110	30.6	桁	塗装塗替え
120	54.4	桁	塗装塗替え
		下部工	断面修復（小規模）
計	1947.1		

橋梁更新	上部工、下部工を新設して旧橋撤去を含む工事
床版打換	床版のみを撤去し、新設する工事

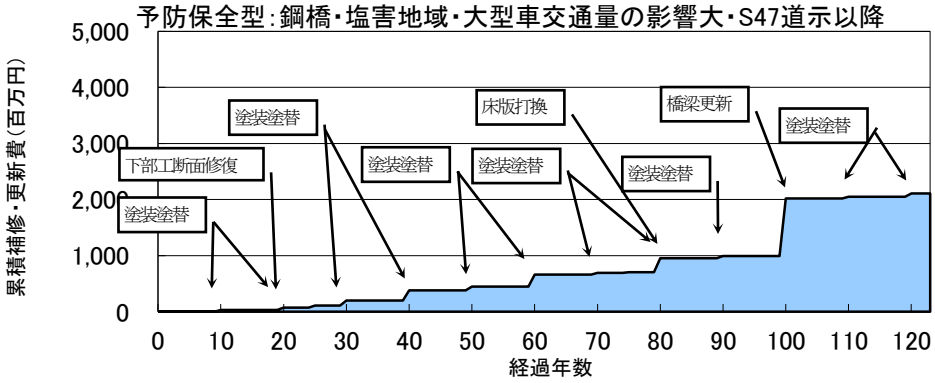
CASE　2：鋼橋・塩害地域・大型車交通量の影響大・S47 道示以降

【シナリオ１（事後保全型）】



年数	事業費（百万円）	部材	補修・工法
15	30.6	桁	塗装塗替え
25	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
30	89.7	桁	塗装塗替え
		鋼製支承	交換
		伸縮装置	
40	1026.5	橋梁更新	
55	30.6	桁	塗装塗替え
65	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
70	39.5	桁	塗装塗替え
		伸縮装置	交換
80	1026.5	橋梁更新	
95	30.6	桁	塗装塗替え
105	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
110	39.5	桁	塗装塗替え
		伸縮装置	交換
120	1026.5	橋梁更新	
計	3376.2		

【シナリオ２（予防保全型）】

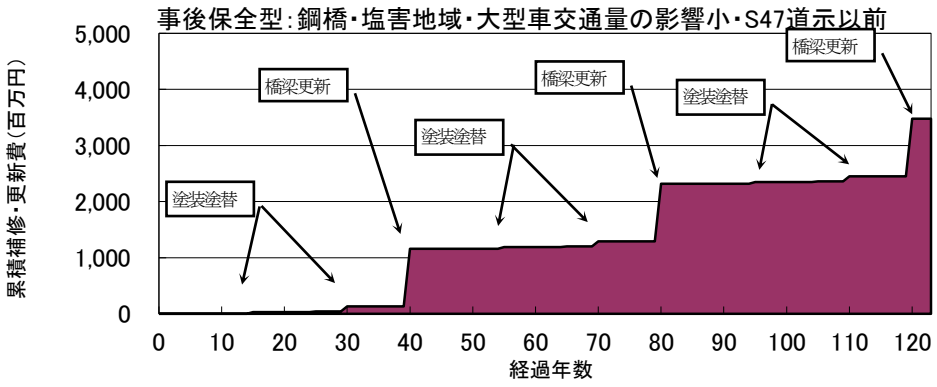


年数	事業費（百万円）	部材	補修・工法
10	30.6	桁	塗装塗替え
20	41.7	桁	塗装塗替え
		下部工	断面修復（中規模）
25	36.9	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
30	89.7	桁	塗装塗替え
		鋼製支承	交換
		伸縮装置	
40	181.3	桁	塗装塗替え
			補修溶接
		床版（RC床版）	炭素繊維接着
50	67.1	桁	塗装塗替え
		桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
		下部工	電気防食
60	214.2	桁	塗装塗替え
		床版（RC床版）	上面増厚
		伸縮装置	交換
70	214.2	桁	塗装塗替え
75	30.6	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
80	249.0	桁	塗装塗替え
		床版（RC床版）	床版打換
90	39.5	桁	塗装塗替え
		伸縮装置	交換
100	1026.5	橋梁更新	
110	30.6	桁	塗装塗替え
120	58.7	桁	塗装塗替え
		下部工	断面修復（中規模）
計	2310.5		

橋梁更新	上部工、下部工を新設して旧橋撤去を含む工事
床版打換	床版のみを撤去し、新設する工事

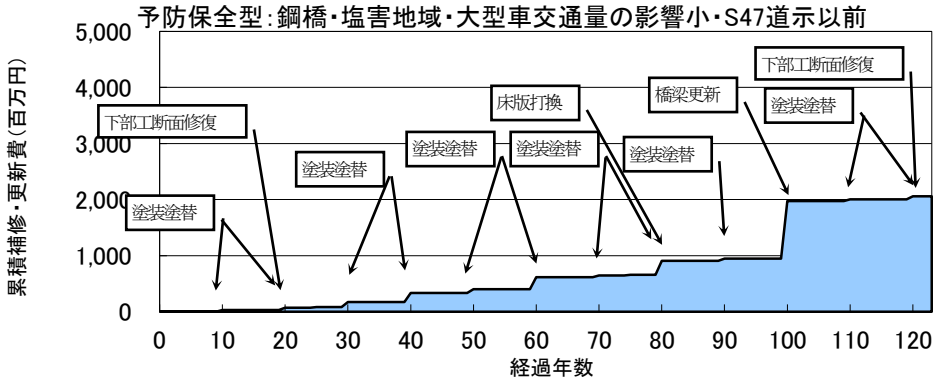
CASE　3：鋼橋・塩害地域・大型車交通量の影響小・S47 道示以前

【シナリオ１（事後保全型）】



年数	事業費（百万円）	部材	補修・工法
15	30.6	桁	塗装塗替え
25	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
30	89.7	桁	塗装塗替え
		鋼製支承	交換
		伸縮装置	
40	1026.5	橋梁更新	
55	30.6	桁	塗装塗替え
65	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
70	89.7	桁	塗装塗替え
		鋼製支承	交換
		伸縮装置	
80	1026.5	橋梁更新	
95	30.6	桁	塗装塗替え
105	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
110	89.7	桁	塗装塗替え
		鋼製支承	交換
		伸縮装置	
120	1026.5	橋梁更新	
計	3476.6		

【シナリオ２（予防保全型）】

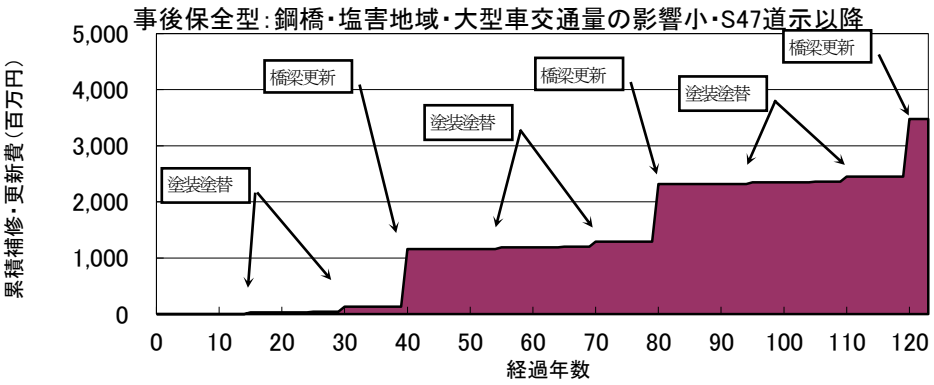


年数	事業費（百万円）	部材	補修・工法
10	30.6	桁	塗装塗替え
20	40.6	桁	塗装塗替え
		下部工	断面修復（小規模）
25	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
30	89.7	桁	塗装塗替え
		鋼製支承	交換
		伸縮装置	
40	161.6	桁	塗装塗替え
		床版（RC床版）	炭素繊維接着
50	67.1	桁	塗装塗替え
		桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
		下部工	電気防食
60	214.2	桁	塗装塗替え
		伸縮装置	交換
		床版（RC床版）	上面増厚
70	30.6	桁	塗装塗替え
75	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
80	249.0	桁	塗装塗替え
		床版（RC床版）	床版打換
90	39.5	桁	塗装塗替え
		伸縮装置	交換
100	1026.5	橋梁更新	
110	30.6	桁	塗装塗替え
120	54.4	桁	塗装塗替え
		下部工	断面修復（小規模）
計	2058.5		

橋梁更新	上部工、下部工を新設して旧橋撤去を含む工事
床版打換	床版のみを撤去し、新設する工事

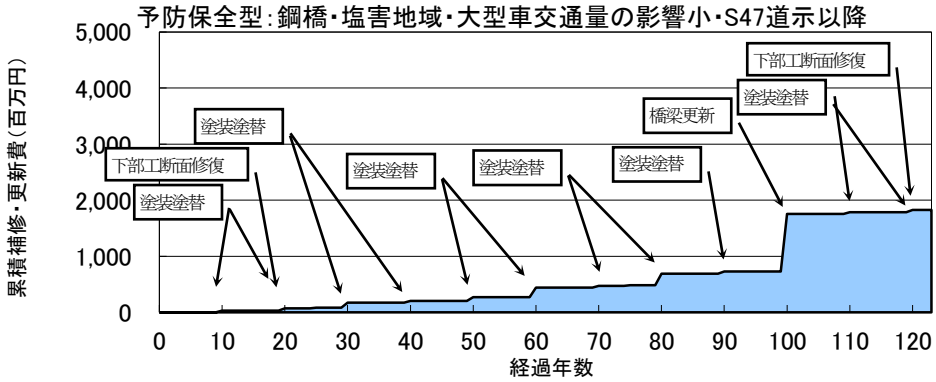
CASE　4：鋼橋・塩害地域・大型車交通量の影響小・S47 道示以降

【シナリオ１（事後保全型）】



年数	事業費（百万円）	部材	補修・工法
15	30.6	桁	塗装塗替え
25	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
30	89.7	桁	塗装塗替え
		鋼製支承	交換
		伸縮装置	
40	1026.5	橋梁更新	
55	30.6	桁	塗装塗替え
65	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
70	89.7	桁	塗装塗替え
		鋼製支承	交換
		伸縮装置	
80	1026.5	橋梁更新	
95	30.6	桁	塗装塗替え
105	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
110	89.7	桁	塗装塗替え
		鋼製支承	交換
		伸縮装置	
120	1026.5	橋梁更新	
計	3476.6		

【シナリオ２（予防保全型）】

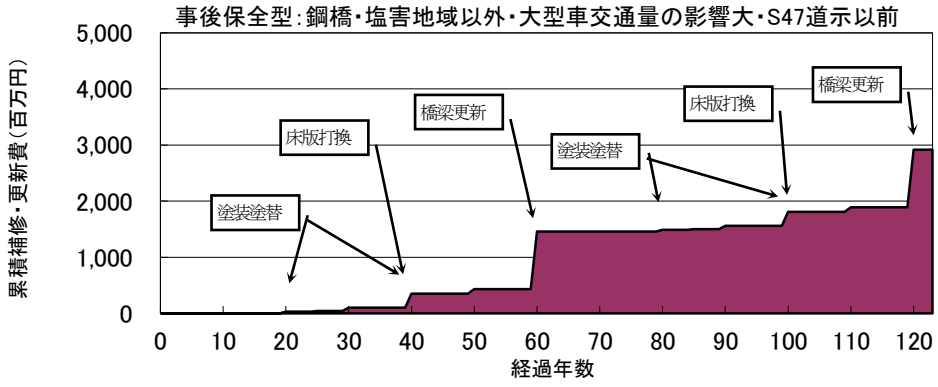


年数	事業費（百万円）	部材	補修・工法
10	30.6	桁	塗装塗替え
20	40.6	桁	塗装塗替え
		下部工	断面修復（小規模）
25	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
30	89.7	桁	塗装塗替え
		鋼製支承	交換
		伸縮装置	
40	30.6	桁	塗装塗替え
50	67.1	桁	塗装塗替え
		桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
		下部工	電気防食
60	170.5	桁	塗装塗替え
		床版（RC床版）	炭素繊維接着
		伸縮装置	交換
70	30.6	桁	塗装塗替え
75	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
80	205.3	桁	塗装塗替え
		床版（RC床版）	上面増厚
90	39.5	桁	塗装塗替え
		伸縮装置	交換
100	1026.5	橋梁更新	
110	30.6	桁	塗装塗替え
120	40.6	桁	塗装塗替え
		下部工	断面修復（小規模）
計	1826.3		

橋梁更新	上部工、下部工を新設して旧橋撤去を含む工事
床版打換	床版のみを撤去し、新設する工事

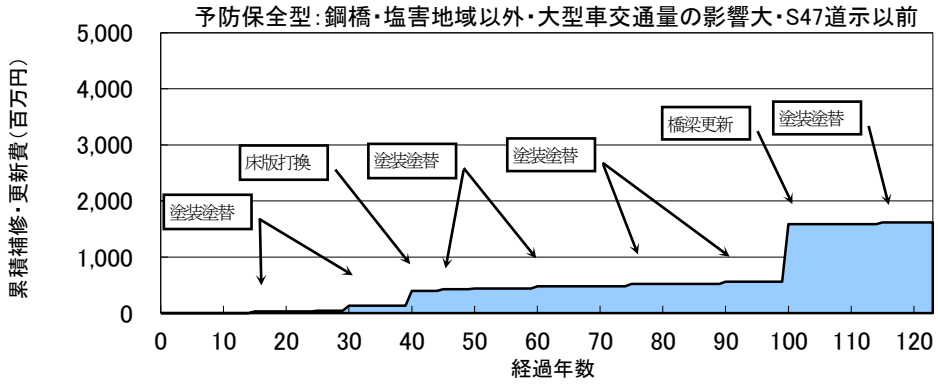
CASE　5：鋼橋・塩害地域以外・大型車交通量の影響大・S47 道示以前

【シナリオ１（事後保全型）】



年数	事業費（百万円）	部材	補修・工法
20	30.6	桁	塗装塗替え
25	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
30	59.1	鋼製支承	交換
		伸縮装置	
40	249.0	桁	塗装塗替え
		床版（RC床版）	床版打換
50	81.0	桁	当て板・横桁増設
		桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
		下部工	断面補強
60	1026.5	橋梁更新	
80	30.6	桁	塗装塗替え
85	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
90	59.1	鋼製支承	交換
		伸縮装置	
100	249.0	桁	塗装塗替え
		床版（RC床版）	床版打換
110	81.0	桁	当て板・横桁増設
		桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
		下部工	断面補強
120	1026.5	橋梁更新	
計	2916.6		

【シナリオ２（予防保全型）】

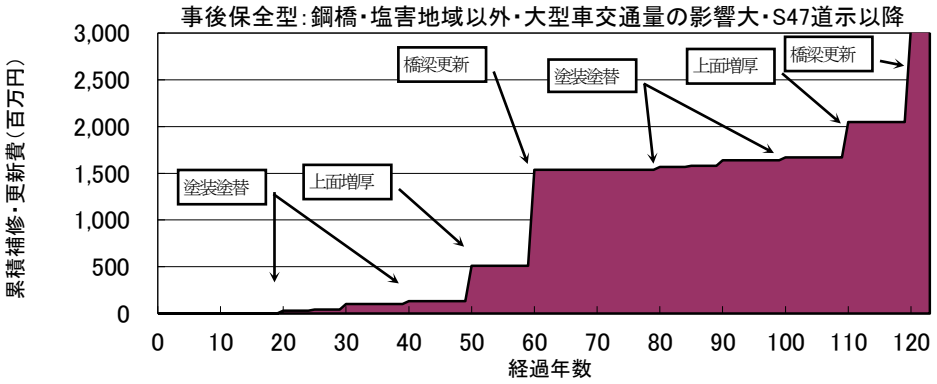


年数	事業費（百万円）	部材	補修・工法
15	30.6	桁	塗装塗替え
25	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
30	89.7	桁	塗装塗替え
		鋼製支承	交換
		伸縮装置	
40	263.6	桁	補修溶接
		床版（RC床版）	床版打換
		下部工	炭素繊維接着
45	30.6	桁	塗装塗替え
50	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
60	39.5	桁	塗装塗替え
		伸縮装置	交換
75	42.7	桁	塗装塗替え
		桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
90	39.5	桁	塗装塗替え
		伸縮装置	交換
100	1026.5	橋梁更新	
115	30.6	桁	塗装塗替え
計	1617.4		

橋梁更新	上部工、下部工を新設して旧橋撤去を含む工事
床版打換	床版のみを撤去し、新設する工事

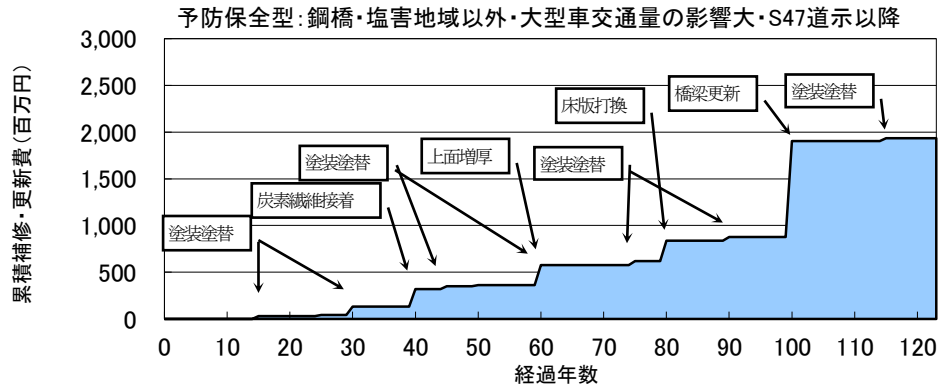
CASE　6：鋼橋・塩害地域以外・大型車交通量の影響大・S47 道示以降

【シナリオ１（事後保全型）】



年数	事業費（百万円）	部材	補修・工法
20	30.6	桁	塗装塗替え
25	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
30	59.1	鋼製支承	交換
		伸縮装置	
40	30.6	桁	塗装塗替え
50	378.1	桁	当て板・横桁増設
		床版（RC床版）	上面増厚
		桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
		下部工	断面補強
60	1026.5	橋梁更新	
80	30.6	桁	塗装塗替え
85	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
90	59.1	鋼製支承	交換
		伸縮装置	
100	30.6	桁	塗装塗替え
110	378.1	桁	当て板・横桁増設
		床版（RC床版）	上面増厚
		桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
		下部工	断面補強
120	1026.5	橋梁更新	
計	3073.9		

【シナリオ２（予防保全型）】

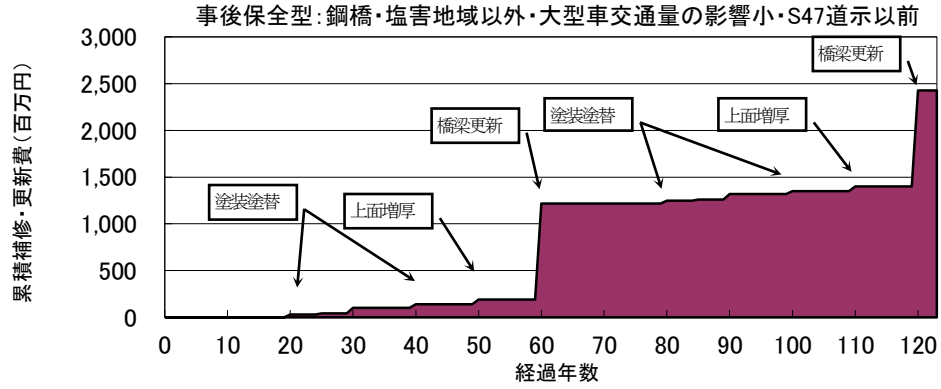


年数	事業費（百万円）	部材	補修・工法
15	30.6	桁	塗装塗替え
25	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
30	89.7	桁	塗装塗替え
		鋼製支承	交換
		伸縮装置	
40	187.2	桁	補修溶接
		床版（RC床版）	炭素繊維接着
		下部工	
45	30.6	桁	塗装塗替え
50	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
60	214.2	桁	塗装塗替え
		伸縮装置	交換
		床版（RC床版）	上面増厚
75	42.7	桁	塗装塗替え
		桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
80	218.4	床版（RC床版）	床版打換
90	39.5	桁	塗装塗替え
		伸縮装置	交換
100	1026.5	橋梁更新	
115	30.6	桁	塗装塗替え
計	1934.1		

橋梁更新	上部工、下部工を新設して旧橋撤去を含む工事
床版打換	床版のみを撤去し、新設する工事

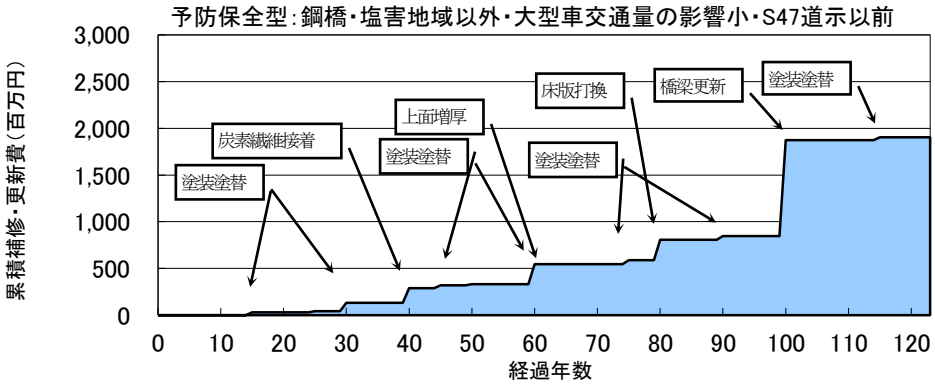
CASE　7：鋼橋・塩害地域以外・大型車交通量の影響小・S47 道示以前

【シナリオ１（事後保全型）】



年数	事業費（百万円）	部材	補修・工法
20	30.6	桁	塗装塗替え
25	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
30	59.1	鋼製支承	交換
		伸縮装置	
40	38.3	桁	塗装塗替え
50	50.5	床版（RC床版）	上面増厚
		桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
		下部工	断面補強
60	1026.5	橋梁更新	
80	30.6	桁	塗装塗替え
85	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
90	59.1	伸縮装置	交換
100	30.6	桁	塗装塗替え
110	50.5	床版（RC床版）	上面増厚
		桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
		下部工	断面補強
120	1026.5	橋梁更新	
計	2426.4		

【シナリオ２（予防保全型）】

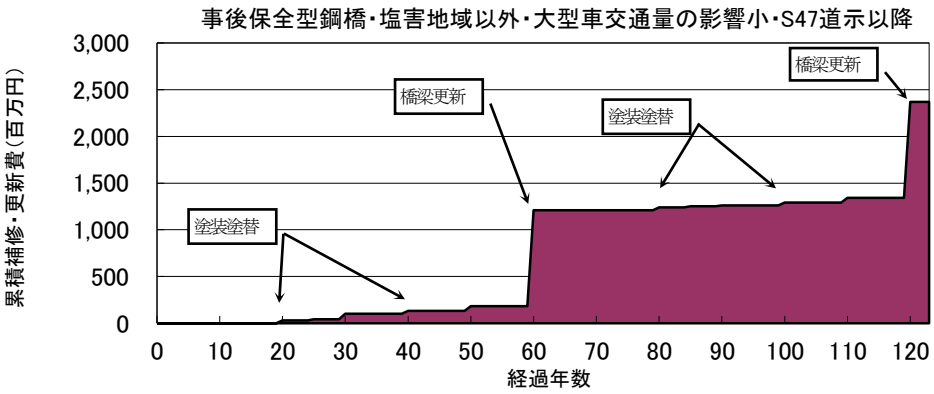


年数	事業費（百万円）	部材	補修・工法
15	30.6	桁	塗装塗替え
25	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
30	89.7	桁	塗装塗替え
		鋼製支承	交換
		伸縮装置	
40	156.6	床版（RC床版）	炭素繊維接着
		下部工	
45	30.6	桁	塗装塗替え
50	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
60	214.2	桁	塗装塗替え
		伸縮装置	交換
		床版（RC床版）	上面増厚
75	42.7	桁	塗装塗替え
		桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
80	218.4	床版（RC床版）	床版打換
90	39.5	桁	塗装塗替え
		伸縮装置	交換
100	1026.5	橋梁更新	
115	30.6	桁	塗装塗替え
計	1903.5		

橋梁更新	上部工、下部工を新設して旧橋撤去を含む工事
床版打換	床版のみを撤去し、新設する工事

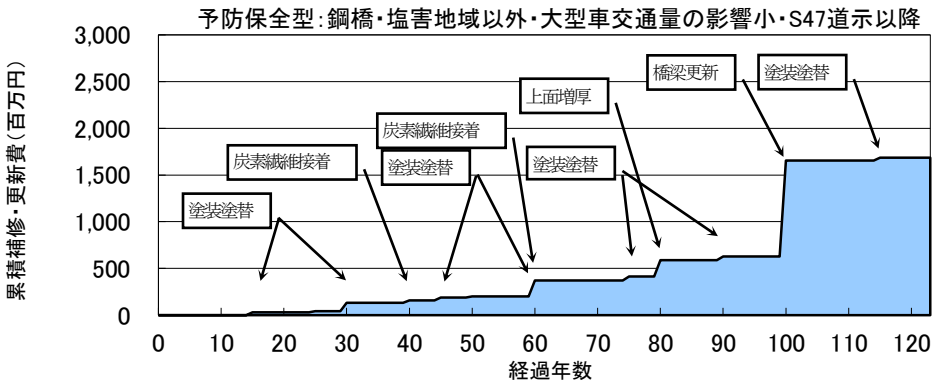
CASE　8：鋼橋・塩害地域以外・大型車交通量の影響小・S47 道示以降

【シナリオ１（事後保全型）】



年数	事業費（百万円）	部材	補修・工法
20	30.6	桁	塗装塗替え
25	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
30	59.1	鋼製支承	交換
		伸縮装置	
40	30.6	桁	塗装塗替え
50	50.5	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
		下部工	断面補強
60	1026.5	橋梁更新	
80	30.6	桁	塗装塗替え
85	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
90	8.9	伸縮装置	交換
100	30.6	桁	塗装塗替え
110	50.5	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
		下部工	断面補強
120	1026.5	橋梁更新	
計	2368.4		

【シナリオ２（予防保全型）】

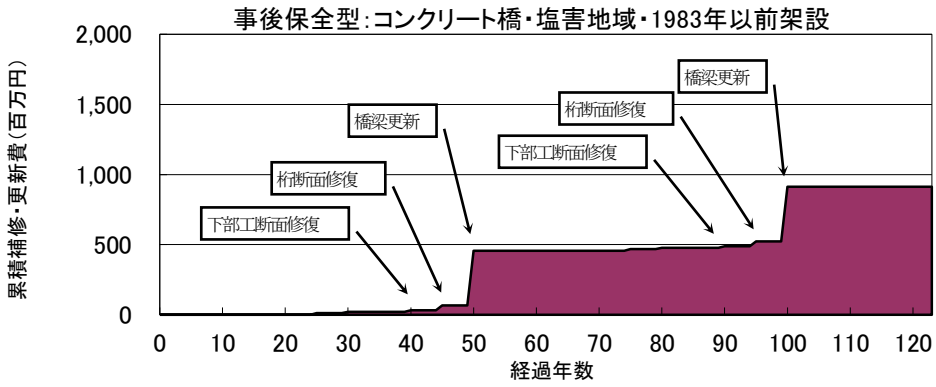


年数	事業費（百万円）	部材	補修・工法
15	30.6	桁	塗装塗替え
25	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
30	89.7	桁	塗装塗替え
		鋼製支承	交換
		伸縮装置	
40	25.6	下部工	炭素繊維接着
45	30.6	桁	塗装塗替え
50	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
60	170.5	桁	塗装塗替え
		床版（RC床版）	炭素繊維接着
		伸縮装置	交換
75	42.7	桁	塗装塗替え
		桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
80	174.7	床版（RC床版）	上面増厚
90	39.5	桁	塗装塗替え
		伸縮装置	交換
100	1026.5	橋梁更新	
115	30.6	桁	塗装塗替え
計	1685.1		

橋梁更新	上部工、下部工を新設して旧橋撤去を含む工事
床版打換	床版のみを撤去し、新設する工事

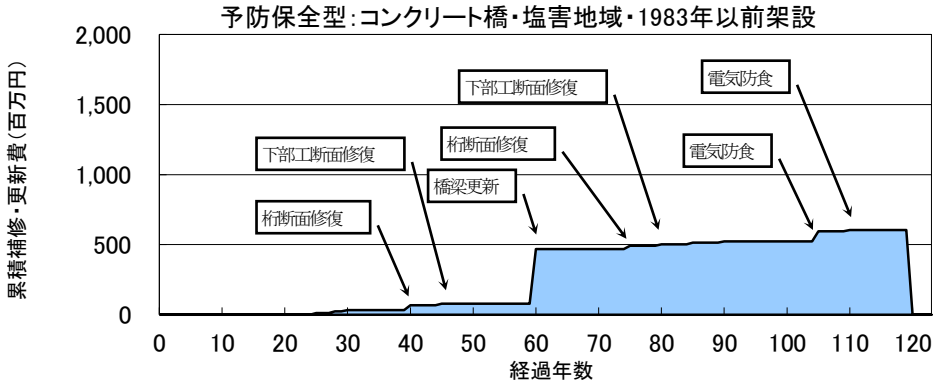
CASE　9：コンクリート橋・塩害地域・1983 年以前架設

【シナリオ１（事後保全型）】



年数	事業費（百万円）	部材	補修・工法
25	12.1	桁・床版・下部工 高欄・地覆	部分補修
30	8.9	伸縮装置	交換
40	11.1	下部工	断面修復（中規模）
45	34.6	桁	断面修復（大規模）
50	389.6	橋梁更新	
75	12.1	桁・床版・下部工 高欄・地覆	部分補修
80	8.9	伸縮装置	交換
90	11.1	下部工	断面修復（中規模）
95	34.6	桁	断面修復（大規模）
100	389.6	橋梁更新	
計	912.7		

【シナリオ２（予防保全型）】

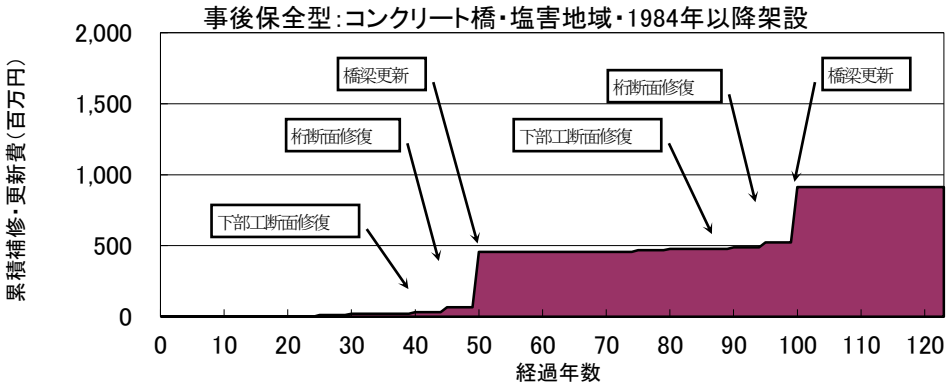


年数	事業費（百万円）	部材	補修・工法
25	12.1	桁・床版・下部工 高欄・地覆	部分補修
30	8.9	伸縮装置	交換
40	34.6	桁	断面修復（大規模）
45	11.1	下部工	断面修復（中規模）
60	389.6	橋梁更新	
75	23.8	桁	断面修復（小規模）
80	10.0	下部工	断面修復（小規模）
85	12.1	桁・床版・下部工 高欄・地覆	部分補修
90	8.9	伸縮装置	交換
105	72.2	桁	電気防食
110	36.6	下部工	電気防食
		桁・床版・下部工 高欄・地覆	部分補修
120	8.9	伸縮装置	交換
計	628.8		

橋梁更新	上部工、下部工を新設して旧橋撤去を含む工事
床版打換	床版のみを撤去し、新設する工事

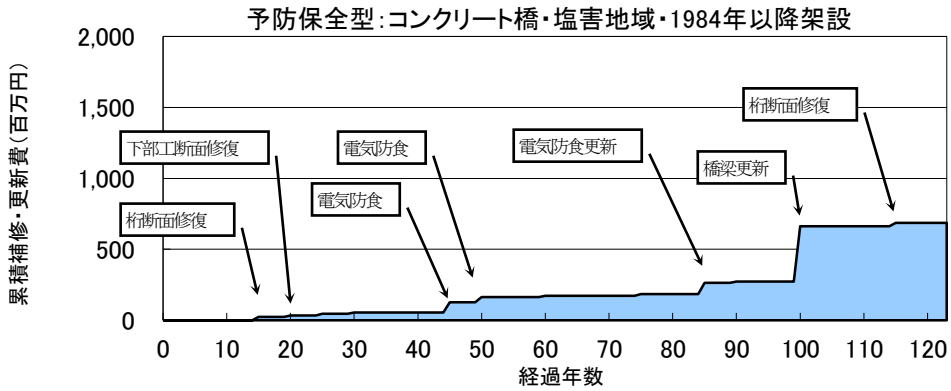
CASE　10：コンクリート橋・塩害地域・1984 年以降架設

【シナリオ１（事後保全型）】



年数	事業費（百万円）	部材	補修・工法
25	12.1	桁・床版・下部工 高欄・地覆	部分補修
30	8.9	伸縮装置	交換
40	11.1	下部工	断面修復（中規模）
45	34.6	桁	断面修復（大規模）
50	389.6	橋梁更新	
75	12.1	桁・床版・下部工 高欄・地覆	部分補修
80	8.9	伸縮装置	交換
90	11.1	下部工	断面修復（中規模）
95	34.6	桁	断面修復（大規模）
100	389.6	橋梁更新	
計	912.7		

【シナリオ２（予防保全型）】

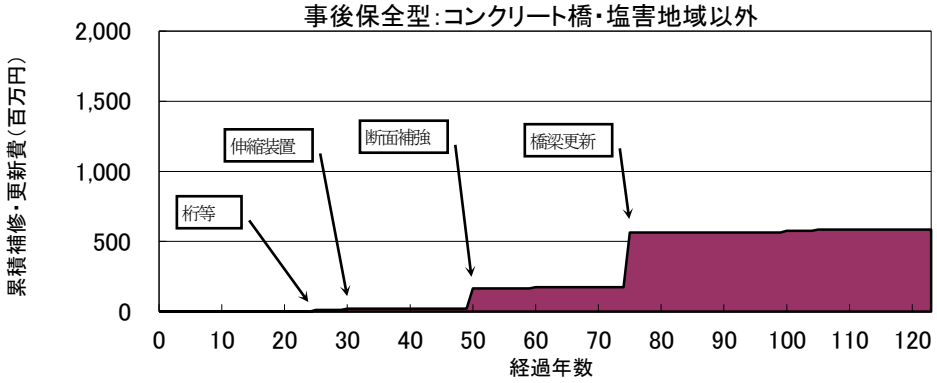


年数	事業費（百万円）	部材	補修・工法
15	23.8	桁	断面修復（小規模）
20	10.0	下部工	断面修復（小規模）
25	12.1	桁・床版・下部工 高欄・地覆	部分補修
30	8.9	伸縮装置	交換
45	72.2	桁	電気防食
50	36.6	下部工	電気防食
		桁・床版・下部工 高欄・地覆	部分補修
60	8.9	伸縮装置	交換
75	12.1	桁・床版・下部工 高欄・地覆	部分補修
85	79.4	桁	電気防食更新
90	8.9	伸縮装置	交換
100	389.6	橋梁更新	
115	23.8	桁	断面修復（小規模）
計	686.2		

橋梁更新	上部工、下部工を新設して旧橋撤去を含む工事
床版打換	床版のみを撤去し、新設する工事

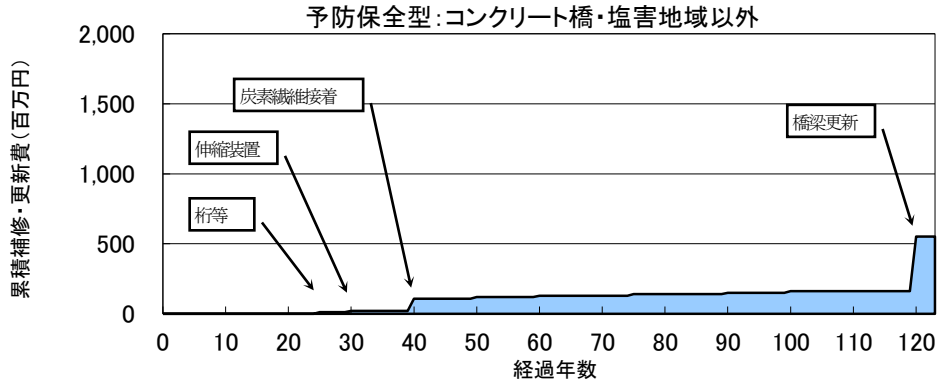
CASE　11：コンクリート橋・塩害地域以外

【シナリオ１（事後保全型）】



年数	事業費（百万円）	部材	補修・工法
25	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
30	8.9	伸縮装置	交換
50	144.3	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
		桁	断面補強
		下部工	
60	8.9	伸縮装置	交換
75	389.6	橋梁更新	
100	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
105	8.9	伸縮装置	交換
計	584.8		

【シナリオ２（予防保全型）】



年数	事業費（百万円）	部材	補修・工法
25	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
30	8.9	伸縮装置	交換
40	86.9	桁	炭素繊維接着
		下部工	
50	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
60	8.9	伸縮装置	交換
75	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
90	8.9	伸縮装置	交換
100	12.1	桁・床版・下部工	部分補修
		高欄・地覆	
120	389.6	橋梁更新	
計	551.6		

橋梁更新	上部工、下部工を新設して旧橋撤去を含む工事
床版打換	床版のみを撤去し、新設する工事

Ａ．４　その他推計上の設定条件

Ａ．４－１　事業費換算

本推計では、推計計算の結果得られた直接工事費を以下の経費率を乗じることにより事業費に換算する。

工事費＝直接工事費×1.6

事業費＝工事費×1.3

活動一覧

【査読付き論文集】

古田均，茅野牧夫，渡邊英一：橋梁の維持管理とブリッジマネジメントシステムの現状と将来展望，土木学会論文集 F，Vol.63，No.3，pp.287-294，2007.7

鈴木康夫，茅野牧夫，橋本国太郎，杉浦邦征，渡邊英一：桁端に腐食を有する単径間合成鈑桁橋の残存性能に関する解析的研究，鋼構造論文集，日本鋼構造協会，2014.12

Hashimoto, K., Kayano, M., Suzuki, Y., Sugiura, K. and Watanabe, E. : Assessment of Remaining Structural Safety of Continuous Girder Bridge with Fatigue Crack in Web Plate, Steel Construction-Design and Research-，2014.12

橋本国太郎，中村衣里，茅野牧夫，杉浦邦征：鋼トラス橋の部材破断時に生じる衝撃係数に関する一考察，土木学会論文集 A1 分冊

【査読無し論文】

丹羽義次，広瀬壮一，茅野牧夫：非均質地盤における地震動解析，地震工学研究発表会講演概要，p. 91-94，1983

茅野牧夫，宇佐見健太郎：経済動向による交通への影響調査，交通工学，p. 55-61，（社）交通工学研究会，1993. 5

茅野牧夫，斎藤誠一，斎藤厚：自然環境との共生・ふれあいについて，日本道路会議特定課題論文集，p. 61-62，1993. 10

茅野牧夫：良好な環境創造のための道路整備の推進，道路，p. 32-35，（社）日本道路協会，1996. 11

茅野牧夫：良好な環境の保全・形成，道路，p. 50-54，（社）日本道路協会，1997. 11

茅野牧夫：道路審議会中間答申「今後の道路環境政策のあり方―環境時代への政策転換」，JACIC 情報，p. 54-56，（財）日本建設情報総合センター，1997. 12

茅野牧夫：今後の道路交通分野における C02 排出量の見通しについて，日本道路会議特定課題論文集，p. 1-2，1997. 12

茅野牧夫：環境時代への政策転換，ベース設計資料，p. 5-8，（株）建設工業調査会，1998. 3

茅野牧夫：自動車交通等の運輸部門における二酸化炭素排出抑制について，交通工学，p. 11-13，（社）交通工学研究会，1998. 10

茅野牧夫：良好な環境の保全・形成，道路，p. 43-45，（社）日本道路協会，1998. 11

茅野牧夫：道路審議会答申「より良い沿道環境の実現に向けて」，道路建設，p. 27-30，（社）日本道路建設業協会，1999. 1

茅野牧夫：米・英における最近の道路管理，道路，p. 11-14，（社）日本道路協会，2001. 10

茅野牧夫：萬代橋の保存と復原，月刊文化財，p. 6-7，第一法規（株），2004. 7

茅野牧夫，久保和幸，神谷恵三　他：道建協　第 14 回道路技術シンポジウム　良好な路面性状と維持修繕方法の合理化 ― 安全・安心、快適な走行性を確保するために，道路建設，p. 24-29，（社）日本道路建設業協会，2007. 3

茅野牧夫：道路ストックの適切な維持管理，ベース設計資料，p. 8-12，（株）建設工業調査会，2013. 9

茅野牧夫：本格的なメンテナンス時代に向けて，土木技術資料，p. 3，（一財）土木研究センター，2014. 4

【口頭発表】

茅野牧夫：道路資産の効率的な形成に向けて，日本道路会議 特定課題コメンテーター制セッション，日本道路会議，2005. 10

茅野牧夫：『荒廃する日本』としないための道路管理，第１回ブリッジマネジメントフォーラム，ブリッジマネジメント研究会（渡邊英一理事長），2006. 6

茅野牧夫：これからの道路橋梁施設の管理，道路橋調査研究委員会橋梁講演会，関西道路研究会（渡邊英一会長），2006.11

茅野牧夫：近畿の道路交通の現状とこれからの近畿の道路，（社）大阪府工業協会，2011.11

茅野牧夫：大災害時における地方整備局の役割，建設技術講習会，（社）日本道路協会，2011.12

茅野牧夫：最近の道路行政の話題，和歌山県技術研修会，2012.6

茅野牧夫：道路をとりまく最近の話題，第９回ブリッジマネジメントフォーラム，ブリッジマネジメント研究会（渡邊英一理事長），2013.5

茅野牧夫：道路の老朽化と対策について，東京都特別区長会，2013.10

茅野牧夫：道路の老朽化対策の本格実施について，全国市長会経済委員会，2014.7

茅野牧夫：道路の老朽化対策の本格実施について，全国高速道路建設協議会春季幹事会，全国高速道路建設協議会（横内正明会長），2014.7

茅野牧夫：道路の老朽化対策の本格実施について，トンネル保守管理特別講演会，（一社）日本トンネル技術協会（佐藤信彦会長），2014.10

【その他】

亀山章，茅野牧夫　外　共著：エコロード　― 生き物にやさしい道づくり，p.10-15，ソフトサイエンス社，1997.3

道路投資の評価に関する指針検討委員会（中村英夫委員長）編：道路投資の評価に関する指針（案），（財）日本総合研究所，1998.6